

CHAPITRE I

TECHNIQUES DE RENFORCEMENT DES SOLS

Les sols de mauvaise qualité ont toujours existé, mais la raréfaction des sols de bonne qualité pour développer les réseaux routiers, autoroutiers et ferroviaires ainsi que les zones industrielles entraîne la nécessité de mettre en œuvre des techniques de renforcement des sols.

Il existe différentes méthodes de renforcement des sols, plus ou moins anciennes et plus ou moins développées, qui permettent de réduire les tassements des remblais édifiés sur sols compressibles et de prévenir des risques sismiques, à savoir :

- Inclusions rigides ;
- Colonnes ballastées ;
- Compactage dynamique et puis ballastés ;
- Vibroflotation ;
- Injection solide (jet grouting, COL-MIX, etc..) ;

I.1. DEFINITION DU RENFORCEMENT PAR INCLUSIONS RIGIDES VERTICALES

Le renforcement par inclusions rigides verticales est envisagé pour des ouvrages de types remblais, dallages, silos... lorsque le sol est trop compressible pour supporter sans tassements importants l'ouvrage à construire.

On caractérise le renforcement par inclusions rigides verticales par la combinaison entre les inclusions qui assurent le renforcement et une plateforme de transfert de charge disposée entre le réseau d'inclusions et l'ouvrage ; cette plateforme assure la répartition de la charge entre les inclusions et le sol compressible (Figure.1). Les inclusions peuvent être de différentes natures et construites par différentes méthodes que nous détaillerons par la suite.

Ce type de fondation peut être défini par le fait que la charge s'applique simultanément aux têtes d'inclusions et au sol compressible, ce qui la différencie des méthodes de fondation traditionnelles. Le dimensionnement du réseau d'inclusions et de la plateforme de transfert de charge doit être tel que la part transmise aux inclusions soit beaucoup plus grande que celle transmise au sol.

Le rôle des inclusions est de transmettre la charge due au poids de l'ouvrage et les charges de service vers le substratum afin de réduire ou même annuler les tassements. Pour cela, les inclusions sont posées sur la couche dure ou légèrement ancrées dans celle-ci. Les inclusions peuvent aussi être coiffées par une tête plus large afin d'augmenter le taux de couverture et optimiser l'efficacité du dispositif.

La plateforme de transfert de charge a un rôle tout aussi important puisque les mécanismes assurant la répartition de la charge s'y développent. Cette plateforme peut être composée de matériaux granulaires traités ou non traités ; elle peut être renforcée ou non par une ou plusieurs nappes géosynthétiques ; sa hauteur et ses caractéristiques mécaniques sont des paramètres importants vis à vis du développement des mécanismes de transfert de charge.

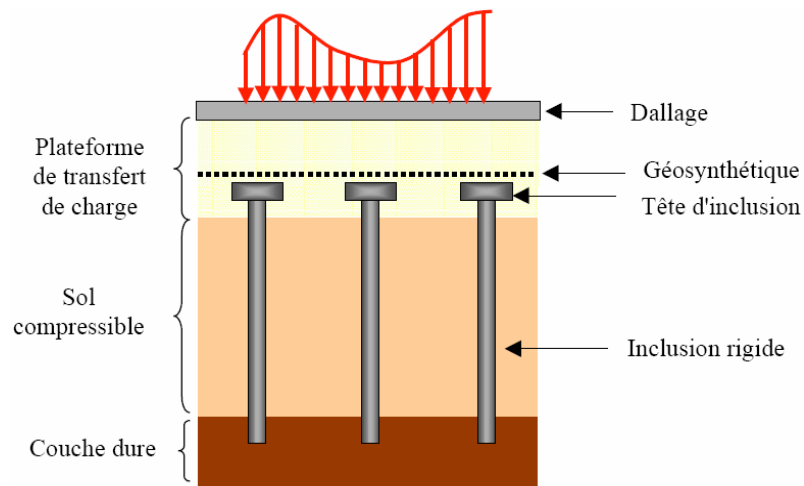


Figure. 1 - Schéma de principe d'un renforcement par inclusions rigides verticales

I.2. CATALOGUE DES TECHNIQUES DES INCLUSIONS

Parmi les différents types d'inclusions, on peut différencier les inclusions préfabriquées et celles fabriquées *in situ*. Les inclusions préfabriquées se différencient par leur nature : pieux bois, pieux métalliques ou encore pieux béton. Parmi les inclusions fabriquées *in situ*, on peut encore distinguer deux familles : les inclusions de type pieux et les inclusions fabriquées par mélange d'un liant avec le sol en place.

I.2.1. INCLUSIONS PREFABRIQUEES

Les principaux avantages et les désavantages des pieux préfabriqués sont :

Avantages :

- matériau des pieux peut être contrôlé avant l'insertion dans le sol,
- stabilité dans les sols compressibles,
- pas de dégâts engendrés sur le pieu par soulèvement du sol lors de l'insertion des pieux adjacents,
- procédure de mise en œuvre non affectée par le niveau de la nappe,
- de très grandes longueurs de pieux peuvent être mises en œuvre.

Désavantages :

- risque de casse lors de la mise en place occasionnant des délais supplémentaires pour le remplacement,
- peu économique si le choix et donc le coût des matériaux est guidé par les contraintes de mise en œuvre plutôt que par les contraintes en service,
- cause de nuisance et risque de dégâts par le bruit et les vibrations,
- impossibilité d'insérer de gros diamètres,
- risques de dégâts sur les structures adjacentes dus au déplacement du sol lors de la mise en œuvre.

I.2.1.1. PIEUX BOIS

Le pieu bois est probablement la plus vieille méthode de renforcement des fondations. Dans certains pays et pour des cas particuliers, cette méthode est encore appliquée. Les plus grands désavantages de cette méthode sont la variation de la qualité des pieux en termes de géométrie

et de résistance et le risque de détérioration sous la nappe. Pour de faibles charges (inférieures à 500 KN) et des longueurs d'ancrage ne dépassant pas 12 m, cette méthode est utilisable sous certaines précautions. Ils sont souvent utilisés pour des travaux de renforcement temporaires.

La mise en œuvre des pieux se fait par battage ; pour faciliter la pénétration et ne pas endommager les pieux, des précautions particulières doivent être prises : pointe en acier à la base du pieu, bande d'acier autour de la tête du pieu, pré-forage...

1.2.1.2. PIEUX METALLIQUES

Les pieux métalliques préfabriqués sont généralement des profilés en H ou des tubes cylindriques qui ne sont pas remplis de béton. Les longueurs usinées vont de 12 à 21 m. A cause des risques de corrosion, il y a un refus de certains ingénieurs d'utiliser ce type d'inclusions. Cependant, dans des conditions normales de sols non contaminés, le taux de corrosion reste faible. Chaque pieu peut reprendre une charge comprise entre 350 et 1800 KN.

Les pieux métalliques peuvent être mis en place avec des engins de haute capacité d'enfoncement.

Pour une même longueur de pieu, les pieux métalliques sont plus coûteux que les pieux bétons, mais ils ont une plus grande capacité de reprise de charge pour un poids donné, ce qui peut réduire les coûts de mise en œuvre. Les profilés en H génèrent un faible déplacement de sol.

1.2.1.3. PIEUX BETON

Les pieux bétons préfabriqués sont utilisables pour une grande gamme de charge qui dépend de la géométrie du pieu, de la résistance en compression du béton et des armatures. Le béton a l'avantage d'être utilisable dans les sols corrosifs. Les pieux bétons peuvent être ou non armés et peuvent se présenter soit d'une seule longueur soit en plusieurs tronçons jointifs ; cette seconde forme facilite de transport et allège les moyens de mise en œuvre. On les utilise sans raccord jusqu'à 15 m dans le cas de pieux en béton armé, jusqu'à 40 m dans le cas des pieux en béton précontraints et à des profondeurs supérieures pour des pieux avec des raccords.

1.2.2. INCLUSIONS CONSTRUITES IN SITU

Comme pour les pieux préfabriqués, on peut se référer aux avantages et désavantages des inclusions construites in-situ :

Avantages :

- variation de la longueur pour mieux s'adapter aux conditions du sol,
- insertion de gros diamètres,
- installation sans bruit ni vibrations notables,
- pas de risque de soulèvement de sol,
- possibilité d'obtenir dans l'argile des pieds d'inclusions deux à trois fois plus larges que le diamètre de la colonne.

Désavantages :

- risque de striction dans les sols compressibles,
- installation du béton non faite dans des conditions idéales,
- élargissement du pied de l'inclusion impossible dans un sol sans cohésion.

1.2.2.1. INCLUSIONS DE TYPE PIEUX BATTUS OU FORES

1.2.2.1.1. Pieux battus tubés

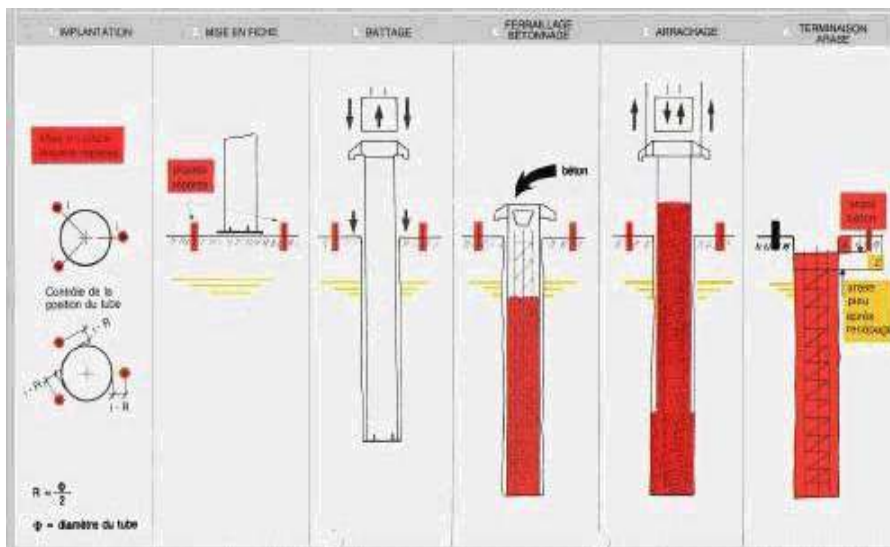


Figure .2 - Schéma de principe du procédé des pieux battus tubés et illustration de la mise en œuvre

Ce procédé (Figure. 2) consiste au battage par mouton sec hydraulique ou diesel d'un élément préfabriqué (béton ou acier) ou d'un tube bouchonné jusqu'à une cote prédéterminée ou au refus. Le ferrailage et le bétonnage gravitaire se fait à l'abri du tube. Le tube est ensuite extrait du sol. Ce procédé se fait par refoulement du sol sans déblais.

1.2.2.1.2. Pieux forés simples ou forés tubés

Le choix entre l'utilisation de pieux forés simples et de pieux forés tubés dépend de la cohésion du sol et de la position de la nappe :

- le procédé du pieu foré simple (Figure .3a) est utilisé dans un sol cohérent et hors nappe, il consiste à forer le sol, puis à mettre en place dans le forage le ferrailage et le béton (gravitairement),
- le procédé du pieu foré tubé (Figure .4a) est utilisé dans un sol ne permettant pas de réaliser un forage sans "coffrage temporaire", il consiste à réaliser un pieu foré (Figure .4b) à l'intérieur d'un tube préalablement inséré dans le sol (Figure .3b).

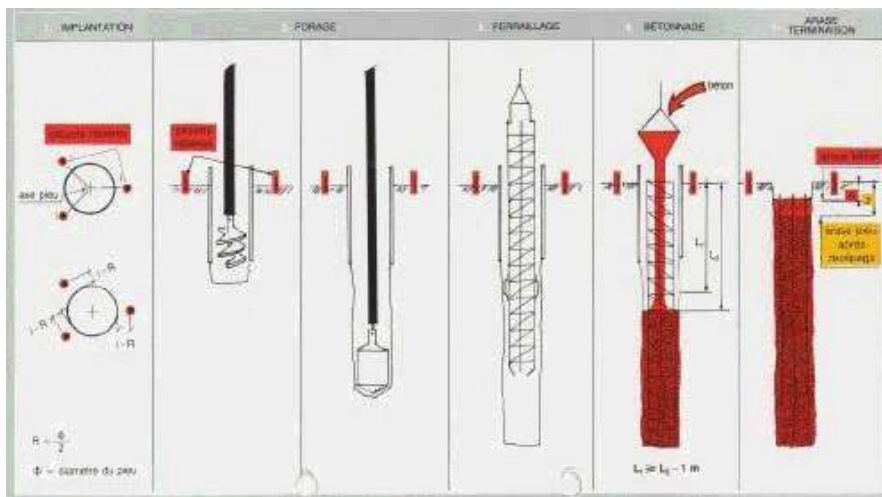


Figure .3a



Figure .3b

Figure .3 - Schéma de principe du procédé des pieux forés simples

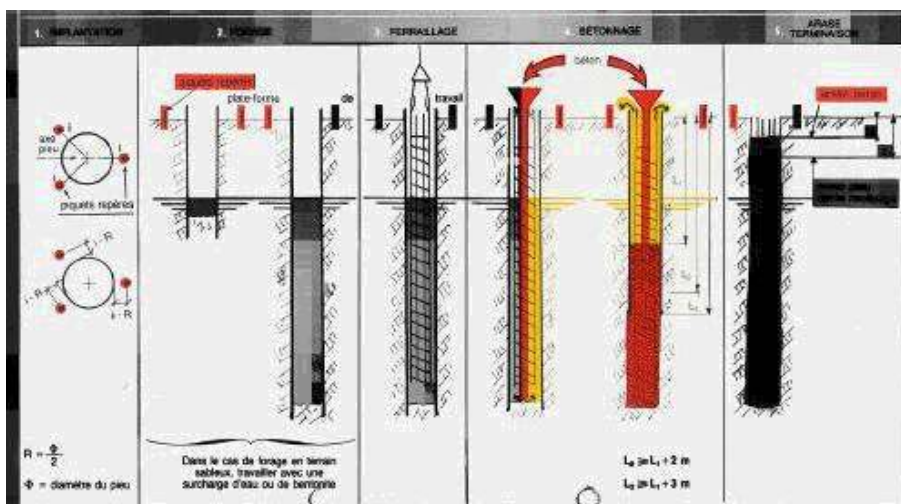


Figure .4a



Figure .4b

Figure .4 - Schéma de principe du procédé des pieux forés tubés et illustration de la mise en œuvre

Les pieux forés tubés nécessitent des moyens puissants, leur rendement est faible. Cette méthode génère des déblais.

1.2.2.1.3. Pieux forés à la tarière creuse

Le procédé des pieux forés à la tarière creuse (Figure .5) se caractérise par le forage du sol à l'aide d'une tarière jusqu'à la profondeur souhaitée, puis par l'injection du béton sous pression par l'axe de l'outil tout en remontant celui-ci. La cage d'armature est mise en place par vibreur.

Les foreuses sont équipées en général d'un système d'enregistrement numérique des paramètres de forage (vitesse d'avancement, vitesse de rotation, couple de rotation) et de bétonnage (pression d'injection, débit, vitesse de remontée).

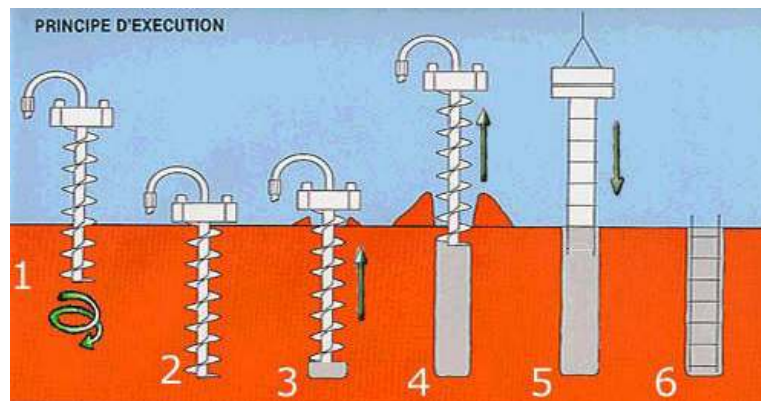


Figure .5 - Schéma de principe du procédé des pieux forés à la tarière

1.2.2.1.4. Pieux forés STARSOL (Soletanche Bachy)

L'outillage STARSOL, Super Tarière Soletanche Bachy, renouvelle la technique d'exécution des pieux forés (Figure .6).

Une tête de rotation puissante, mue par un moteur hydraulique compact, entraîne simultanément une tarière creuse et un tube plongeur. La tarière et le tube sont munis d'outils de coupe du terrain à leur base. L'ensemble est vissé dans le sol à forte cadence, avec la possibilité d'ancrage dans des couches dures ou mi-dures. Le système de bétonnage, par deux lumières latérales situées à la base du tube plongeur, cumule les avantages du bétonnage classique à la colonne et du bétonnage sous pression. En permanence, le volume et la pression du béton sont contrôlés. Un dispositif dégage automatiquement les déblais au fur et à mesure de la remontée de la tarière. Solétanche Bachy met en avant les avantages suivants pour le procédé :

- pas de tubage,
- pas de boue de forage,
- aucun risque d'éboulement,
- passage d'horizons durs,
- ancrage dans des horizons durs à mi-durs,
- début du bétonnage sans relevage de la tarière,
- béton coulé sous pression,
- bétonnage dans la masse au tube plongeur,
- contrôle permanent de la pression du béton,
- contrôle permanent du volume du béton.

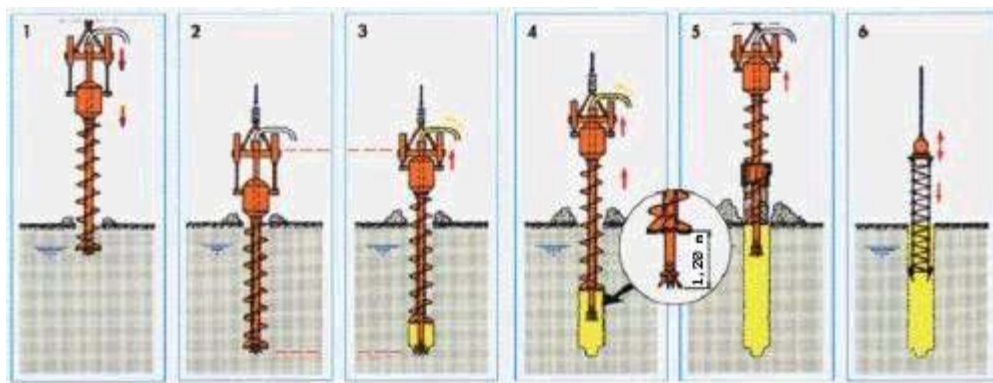


Figure .6 - Schéma de principe du procédé des pieux forés STARSOL ©

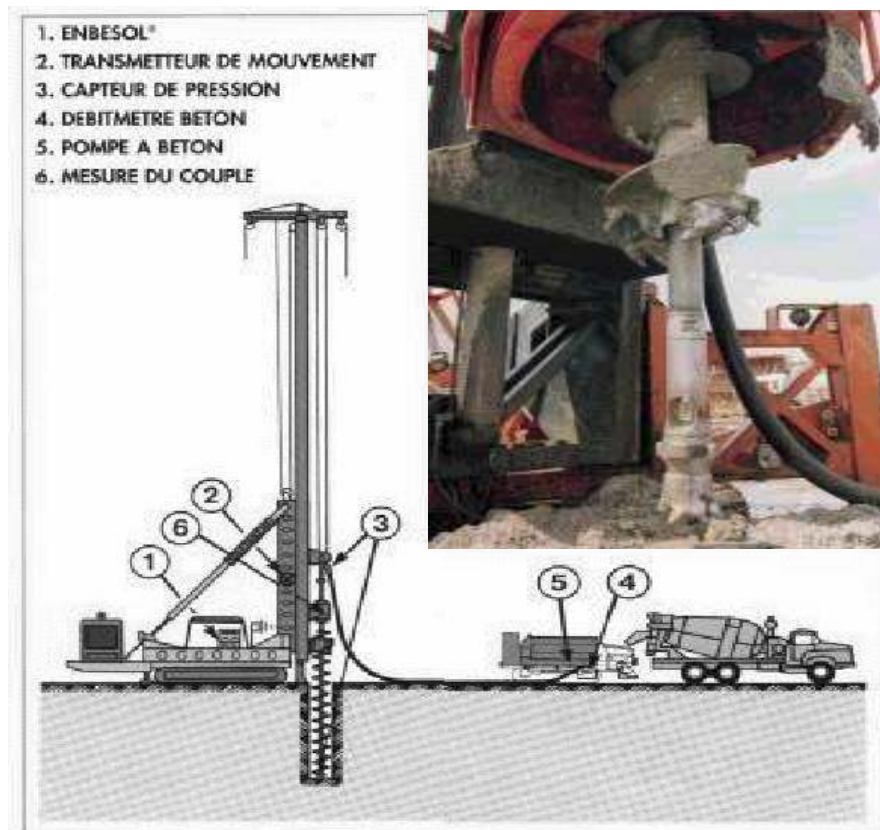


Figure .7 - Schéma de principe de l'instrumentation du procédé des pieux forés STARSOL © et illustration de la tarière creuse et du tube plongeur

1.2.2.2. PIEUX DE TYPE VIBRO CONCRETE COLUMN

Les colonnes de type Vibro Concrete Column (VCC) constituent un procédé de remplacement des pieux béton traditionnels. Dans un sol cohérent, les caractéristiques des VCC ne diffèrent pas de celles des pieux béton ; dans des sols granulaires, la capacité portante de la colonne peut être améliorée par le compactage du sol grâce au vibreur installé dans l'instrument qui met en œuvre la colonne. La procédure de mise en œuvre est décrite à la figure .8, elle consiste à introduire dans le sol un vibreur électrique jusqu'à la couche dure. Le matériau de la couche dure est ensuite compacté par le vibreur. L'instrument est alors légèrement remonté et le béton est introduit. La colonne est construite en remontant lentement l'instrument. Cette technique est faite par refoulement du sol et ne génère pas de déblai, elle permet dans certaines conditions d'améliorer les propriétés du sol encaissant lors de la fabrication des colonnes. Ce procédé présenté à la figure .8 est celui de Keller. D'autres types de colonnes VCC existent, en particulier celles réalisées par GTS qui diffèrent des VCC Keller par leur forme oblongue (grande, élancée) due à la géométrie de l'instrument les mettant en œuvre.

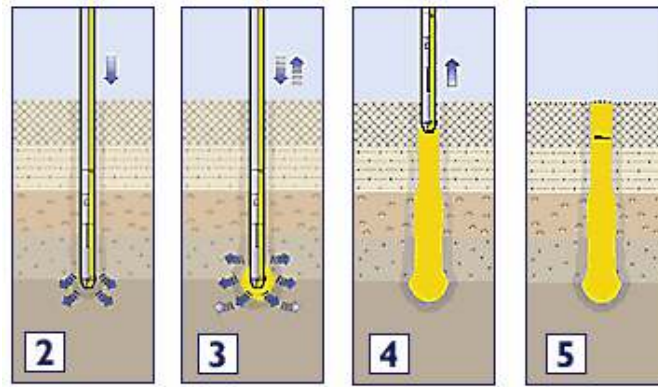


Figure II.8 - Schéma de principe du procédé des pieux de type VCC

1.2.2.3. COLONNES A MODULE CONTROLE (MENARD SOLTRAITEMENT)

Les Colonnes à Module Contrôlé (CMC) sont des inclusions semi-rigides et cimentées dont le module de déformation à long terme se situe entre le module du béton de pieux et le module des colonnes ballastées. Selon les formulations, ce module varie de 500 à 10000 MPa.

La solution des CMC ne vise pas à réaliser des pieux devant supporter chacun directement la charge de l'ouvrage, mais à réduire la déformabilité globale du sol à l'aide d'éléments semi-rigides régulièrement répartis et en densité suffisante. Le dimensionnement des CMC se base sur la recherche d'une répartition des efforts entre les colonnes et le sol encaissant en fonction du tassement admissible pour le projet.

Les colonnes à module contrôlé sont réalisées par refoulement du sol et sans déblais à l'aide d'un outil creux permettant l'alimentation des colonnes par la pointe (Figure .9). Il s'agit en général d'une vis refoulante. Les engins employés sont spécialement conçus pour développer conjointement une poussée sur l'outil particulièrement élevée, ainsi qu'un fort couple, de façon à refouler les sols latéralement au cours de la pénétration de la vis. Celle-ci est vissée dans le sol jusqu'à la profondeur désirée puis lentement remontée sans déblais. Un mortier fluide est libéré au cours de la remontée dans la cavité de sol par l'âme de la vis spéciale, de façon à constituer une colonne de 40 à 50 cm de diamètre.

Les caractéristiques des CMC données par Ménard Soltraitement sont les suivantes :

- le procédé de réalisation est un matériau cimenté mis en place à la tarière creuse,
- le module de déformation de 100 à 200 fois celui du sol,
- la méthode de traversée du sol est faite à la vis refoulante, sans déblais,
- le terrain entre les colonnes est amélioré si les colonnes sont assez rapprochées,
- le diamètre des colonnes est égal au diamètre de l'outil de forage,
- la fabrication du matériau est faite en centrale.

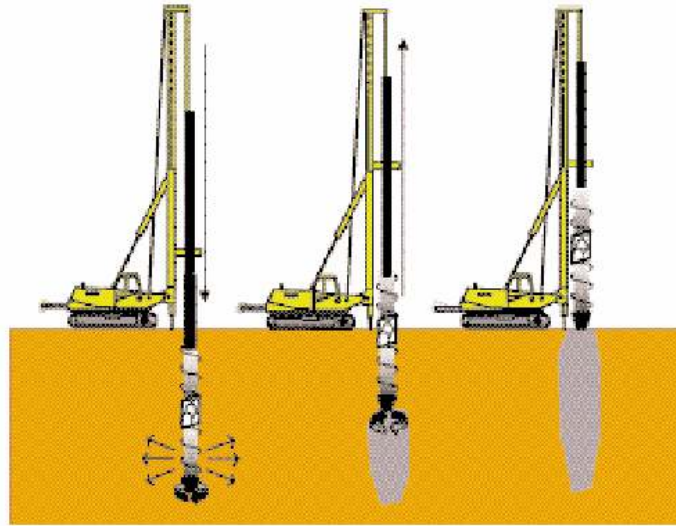


Figure .9 - Schéma de principe du procédé des Colonnes à Module Contrôlé

Les colonnes sont contrôlées par enregistrement des paramètres d'injection ainsi que la prise d'échantillons pour essais d'écrasement. Les paramètres enregistrés comprennent :

- les vitesses d'avancement et de rotation en descente,
- le couple de rotation en descente,
- la pression et le volume de mortier injecté.

1.2.2.4. INCLUSIONS PAR MELANGE D'UN LIANT AVEC LE SOL

Les inclusions par mélange d'un liant avec le sol dites "inclusions par mixing" permettent de réaliser des colonnes de sols stabilisés qui, étant donné les performances mécaniques généralement obtenues, peuvent s'apparenter aux inclusions rigides. Ces techniques ont été développées d'une part pour le renforcement des sols compressibles et d'autre part pour leur stabilisation. Parmi les différentes méthodes de "mixing", qui peuvent être obtenues par différentes techniques : mécaniques, hydrauliques, avec ou sans air..., on trouve les dénominations suivantes :

- Jet Grouting,
- Soil Mixing,
- Deep Cement Mixing (DCM),
- Deep Soil Mixing (DSM),
- Lime Columns (LC) et Lime Cement Columns (LCC).

L'objectif des méthodes de traitement des sols par "mixing" est de modifier le sol afin d'améliorer ses caractéristiques mécaniques en réalisant des colonnes rigides ou semi-rigides.

Le module d'élasticité et la résistance à la compression simple sont typiquement 5 à 10 fois inférieurs à ceux du béton. Tous les sols peuvent être traités, cependant les sols contenant plus de 10 % de tourbe doivent être préalablement testés.

Le tableau .1 présente les caractéristiques de résistance et de perméabilité de différents sols traités.

Type de sol	Ciment incorporé	Résistance à la compression simple	Perméabilité
Vases, boues	240 à 400 kg/m ³	70 à 350 kPa	1.10 ⁻⁶ cm/s
Limons organiques et argiles	150 à 260 kg/m ³	350 à 1400 kPa	5.10 ⁻⁷ cm/s
Limons cohérents	120 à 240 kg/m ³	700 à 2100 kPa	5.10 ⁻⁷ cm/s
Sables limoneux et sables	120 à 240 kg/m ³	1400 à 3500 kPa	5.10 ⁻⁶ cm/s
Sables et graves	120 à 240 kg/m ³	3000 à 7000 kPa	1.10 ⁻⁵ cm/s

Tableau II.2 - Caractéristiques de résistance et de perméabilité de différents sols traités

A titre d'exemple, nous allons présenter trois méthodes de "mixing" :

- le Jet Grouting,
- le procédé COL MIX,
- les Lime Cement Columns.

1.2.2.4.1. Jet Grouting

La réalisation d'une colonne de Jet Grouting passe par trois étapes (Figure .10) :

- réalisation d'un forage par une colonne de tiges dotée d'une tête de perforation classique (tricot par exemple) et d'un dispositif de lancement,
- ouverture de la colonne de lancement, la colonne est équipée soit d'une buse (monojet), soit de deux ou trois buses d'injection (double ou triple jets),
- injection en remontant : dans la technique monojet, un coulis de ciment à haute pression est injecté, le coulis assure à la fois la déstructuration du terrain et la consolidation par introduction du ciment ; dans les techniques à double ou triple jets, le sol est d'abord déstructuré par une injection d'air ou d'un mélange air et eau avant d'être injecté séparément par du coulis à l'aide d'une buse située plus bas sur la colonne de forage.

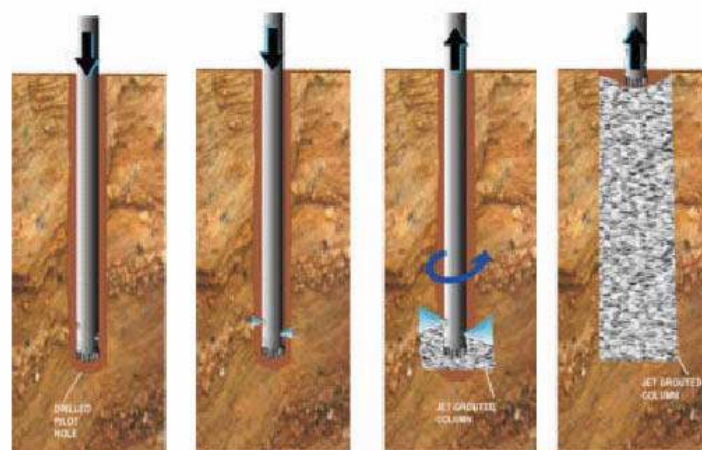
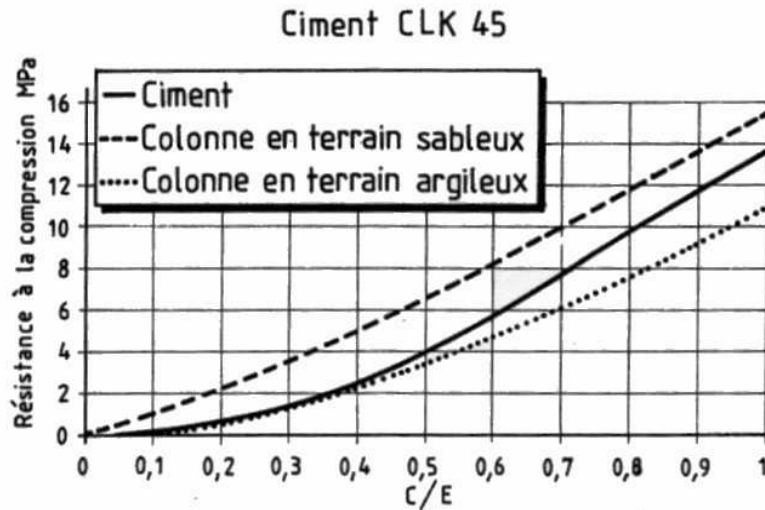


Figure .10 - Différentes étapes de la réalisation d'une colonne de Jet Grouting

Le diamètre de la colonne obtenue dépend de la nature du terrain, de la puissance du jet et des vitesses de remontée et de rotation ; il varie généralement entre 0,6 et 1,0 m. La résistance à la

compression simple dépend de la qualité du ciment utilisé, du rapport C/E du coulis et de la nature du sol (Figure .11).

Au cours de la réalisation, les contrôles portent sur le coulis (pression, débit, consommation, composition) et sur la foreuse (enregistrement des paramètres). Le contrôle a posteriori consiste généralement à effectuer des carottages avec essais de densité et de compression simple. Des carottages soniques entre sondages ainsi que des essais de chargement peuvent compléter ce contrôle.



**Figure .11 - Résistance d'une colonne de Jet Grouting
– Documents Solétanche-Bachy**

1.2.2.4.2. Soil Mixing

Pour illustrer cette méthode, nous présenterons le procédé COL MIX développé par l'entreprise Solétanche-Bachy. Cette technique a pour objectif de réaliser des colonnes plus ou moins rigides en mélangeant, *in situ*, un liant avec le terrain en place.

Le malaxage se fait à l'aide de tarières creuses couplées et tournant en sens inverse. La réalisation d'une colonne de COL MIX passe par deux étapes : le forage et la remontée.

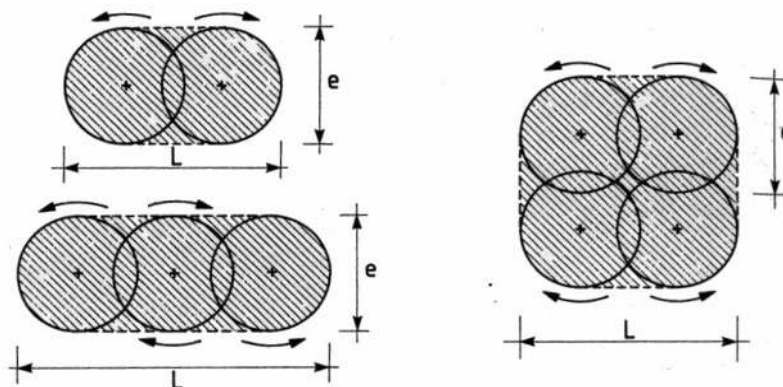


Figure .12 - Forme d'une colonne COL MIX

La phase de forage permet la déstructuration du terrain et l'incorporation du liant par les tiges creuses. Cette opération est réalisée pendant la descente du train de tarières. La rotation provoque un mouvement ascendant qui favorise le malaxage et l'homogénéisation du mélange.

Au cours de la phase de remontée, le sens de rotation est inversé, provoquant la circulation descendante des matériaux, qui, avec l'application simultanée d'une poussée verticale à l'aide de la machine de forage, assure un compactage du mélange.

L'association de 2, 3 ou 4 tarières permet de réaliser des colonnes de forme oblongue ou carrée (Figure .12). Les valeurs de e varient entre 230 et 875 mm et celles de L entre 410 et 1250 mm.

La résistance à la compression simple dépend du liant utilisé : il s'agit généralement d'un mélange de chaux et de ciment. Avec un tel mélange, les caractéristiques obtenues couramment sont les suivantes :

- résistance à la compression simple $R_c = 2$ à 8 MPa,
- module d'élasticité $E = 50$ à 300 MPa.

En cours de réalisation, les contrôles portent sur le dosage du liant et sur la foreuse (enregistrement des paramètres). Les contrôles *a posteriori* sont les mêmes que pour le Jet Grouting.

1.2.2.4.3. Lime Cement Columns ou Deep Cement Mixing

Les colonnes de sol traitées à la chaux et au ciment (Lime Cement Columns) sont couramment utilisées dans les pays scandinaves. Une conférence internationale portant uniquement sur ce sujet a même eu lieu à Stockholm en 1999. Une présentation complète de cette méthode a été faite par Broms B.B. (2001). Une technique similaire, dénommée Deep soil Mixing (Deep Cement Mixing ou Deep Lime Mixing) a été développée au Japon.

La réalisation d'une colonne de sol traitée à la chaux et au ciment passe par deux étapes :

- l'instrument de malaxage (Figure .13a) est tout d'abord vissé dans le sol jusqu'à une profondeur correspondant à la longueur désirée des colonnes ; la longueur maximale est de l'ordre de 15 m,
- ensuite l'instrument est lentement retiré (avec une vitesse inférieure à 2,5 cm/tr) et la chaux vive et le ciment sont incorporés au sol par des trous localisés juste au-dessus de l'instrument.

La figure .13b présente une photographie d'une colonne excavée.



Figure .13a



Figure .13b

Figure .13 - Instrument de malaxage utilisé pour les Lime Cement Columns et colonne excavée

Les deux courbes de la figure .14 illustrent d'une part l'efficacité des LCC en terme de tassement sous un remblai : le tassement total est réduit de 2/3 ou plus, et d'autre part en terme de gain de

temps pour stabiliser l'ensemble puisque le temps de tassement complet est divisé par un facteur 4.

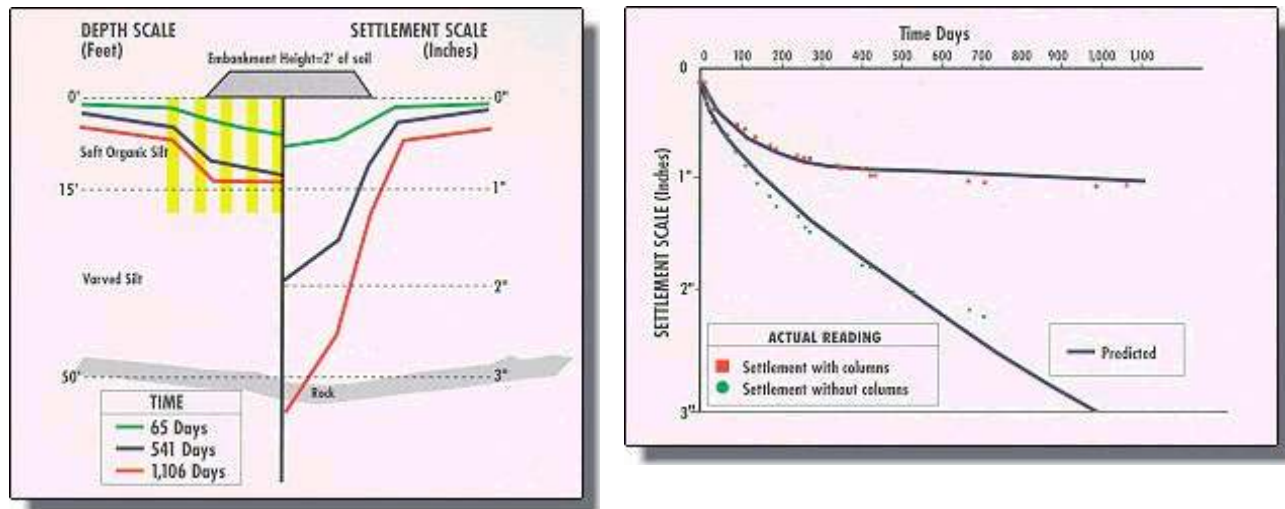


Figure II.14 - Exemple de tassement sous remblais : comparaison avec et sans colonnes

I.2.3. RECAPITULATIF DES METHODES

Le tableau .3 présente quelques caractéristiques des principaux types d'inclusions répertoriés. Ces caractéristiques sont d'ordre techniques (vibrations, bruit, déblais) ou mécanique (module).

Types d'inclusion			Vibrations	Bruit	Déblais	E (MPa)
Pieux prés fabriqués	Pieux bois		oui	oui	non	14000
	Pieux métalliques		oui	oui	non	200 000
	Pieux béton		oui	oui	non	10 000-20 000 ¹
Inclusions fabriqués in-situ	Pieux battus et forés	Battus	oui	oui	non	Mortier : 2000 7400 Béton B15: 9000 Béton B25:10 815
		Forés simples	non	non	oui	
		Forés tubes	non	non	oui	
		A la tarrière	non	non	oui	
		Starsol	non	non	oui	
	VCC		non	non	non	10 000
	CMC		non	non	non	500 - 20 000 ²
	Par mixing	COLMIX	non	non	non	50 - 300 ³
		Jet grouting	non	non	non	
		LCC	non	non	non	20 - 200 ³

¹ fonction de la nature du béton et du renforcement

² fonction de la nature du coulis

³ fonctions de la nature du liant et du sol

Tableau. 3- Quelques caractéristiques des principaux types d'inclusions répertoriés

I.3. METHODES D'AMELIORATION DES SOLS FINIS

I.3.1. Préchargement

Cette technique consiste à placer sur le terrain une charge égale à la charge définitive P_f augmentée éventuellement d'une surcharge P_s qui assure tout ou partie des effets suivants (figure 15) :

- produire un développement rapide des tassements de consolidation primaire et accélérer l'apparition et le développement des tassements de compression secondaire ;
- augmenter la résistance au cisaillement et la capacité portante du massif de sol, ce qui peut être utilisé pour une construction par étapes. Pratiquement, deux techniques sont utilisées pour appliquer au sol la contrainte de préchargement :
- la méthode la plus courante (figure 16a) consiste à édifier sur le site un remblai (une solution alternative est de remplir des réservoirs d'eau) ; on augmente ainsi la contrainte totale appliquée à la surface de la couche compressible ; en fin de consolidation, quand les surpressions interstitielles créées par la charge sont dissipées, la charge apportée par le remblai est supportée par le squelette du sol, qui se déforme sur toute son épaisseur ;
- une autre méthode consiste à utiliser la pression atmosphérique, en appliquant un vide partiel sous une membrane étanche posée à la surface du sol (figure 16b) ; on diminue dans ce cas la distribution d'équilibre des pressions interstitielles dans le massif de sol, à contraintes totales constantes ; l'utilisation de cette technique a été limitée pendant longtemps par la mauvaise qualité des membranes.

On peut aussi diminuer les pressions interstitielles, et donc précharger le sol, en rabattant la nappe dans la zone à consolider (figure 16c) ; les effets de cet abaissement de la nappe sur le voisinage doivent être soigneusement étudiés dans ce cas.

I.3.2. Accélération de la consolidation

La mise en place de réseaux drainants dans le massif de sol (drains verticaux ou tranchées drainantes) réduit la distance que l'eau doit parcourir pour atteindre une surface drainante et sortir du sol fin, ce qui a un effet très bénéfique sur les temps de consolidation.

La technique de drainage la plus fréquemment employée consiste à mettre en place un maillage régulier (maille triangulaire ou carrée) de drains verticaux (figure 17). Jusqu'au début des années 80, les drains verticaux étaient en général des drains de sable, réalisés par diverses techniques : battage, vibrofonçage ou lançage d'un tube fermé ou d'un tube ouvert, forage à la tarière pleine ou creuse. Pour

Un diamètre nominal donné, les drains réalisés par lançage ou par forage à la tarière creuse sont considérés comme les plus efficaces.

À partir des années 80, la part des drains préfabriqués en forme de bandes de 10 cm de largeur et quelques millimètres d'épaisseur a augmenté de façon très rapide. Ces drains comportent, en général, une partie centrale (l'âme) assurant la circulation de l'eau le long du drain et une gaine filtrante en géotextile ou en papier.

Le drainage peut être également réalisé par des tranchées de quelques dizaines de centimètres de largeur et de quelques mètres de profondeur remplies de matériau perméable. Cette technique est plus rarement utilisée.

Les sols traités par des réseaux drainants sont toujours recouverts d'une couche drainante de 0,5 à 1 m d'épaisseur. Cette couche est souvent mise en place avant les drains, pour permettre la circulation des engins sur le chantier.

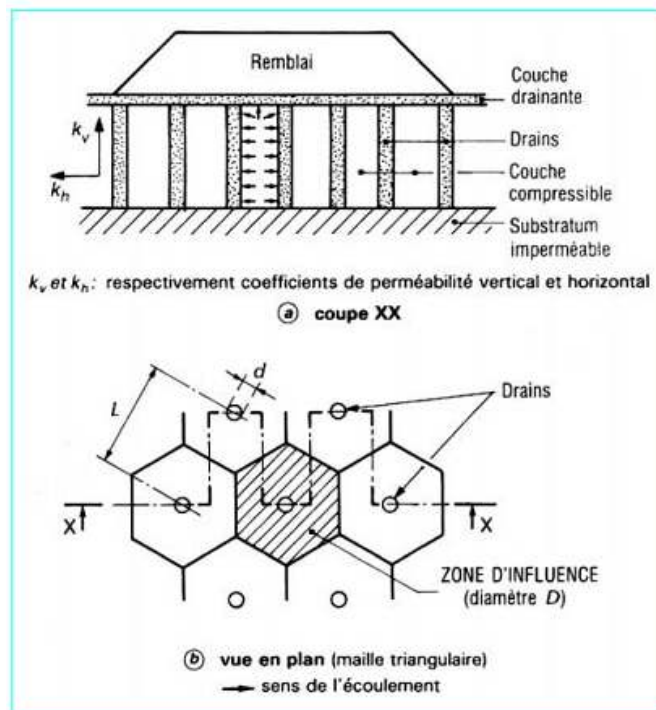
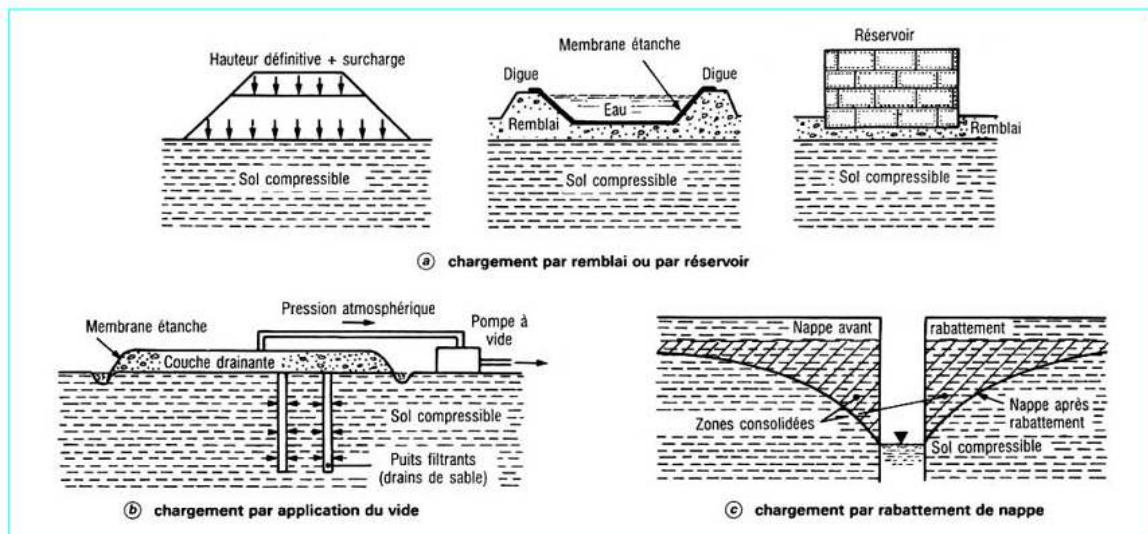
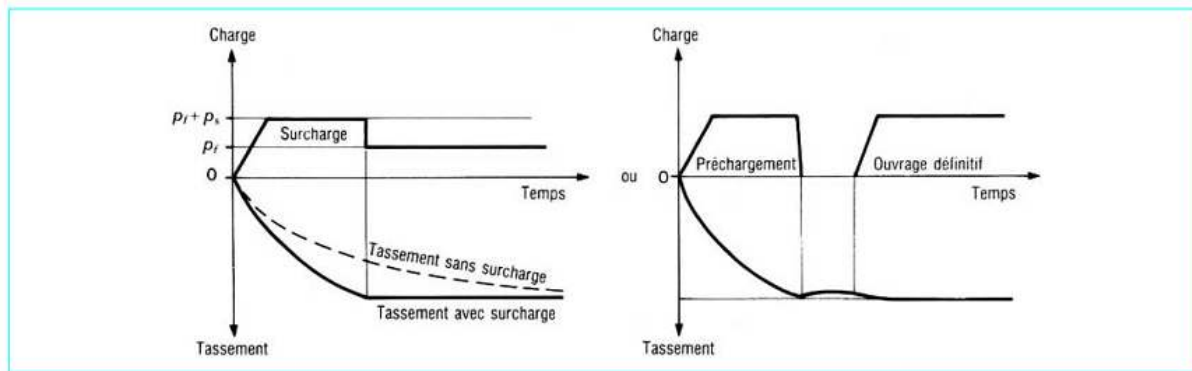


Fig. 17 : Réseaux de drains verticaux

I.3.3. Renforcement par colonnes

On peut aussi réduire les tassements et augmenter la stabilité des massifs de sols mous en utilisant différentes techniques de réalisation de colonnes de matériau plus résistant à l'intérieur du sol. Ces colonnes supportent une part importante de la charge appliquée à la surface du sol, ce qui augmente la capacité portante et diminue les tassements. Quand les colonnes sont constituées de matériau drainant, elles jouent également le rôle de drain.

I.3.3.1. Colonnes ballastées

Leur exécution s'effectue en deux phases (figure 18) :

- on réalise d'abord un forage jusqu'à la profondeur désirée (10 ou 20 m au maximum) au moyen d'une aiguille vibrante, corps cylindrique de 30 à 40 cm de diamètre et de quelques mètres de longueur comportant un vibreur ; cette aiguille vibrante pénètre dans le sol sous l'action de son propre poids, conjuguée à un lançage en pointe ; le lançage peut ˆtre réalisé à l'eau ou à l'air ;
- le forage est ensuite rempli de matériaux grenus à fort angle de frottement interne et la colonne ainsi constitué est compacté grâce au vibreur ; le diamètre de la colonne obtenue dépend de la consistance du terrain qui l'entoure. Il atteint couramment 0,6 à 1 m.

La densité des colonnes est adapté à l'amélioration souhaité du sol. On dispose en général les colonnes ballastées à raison d'une tous les 1   5 m².

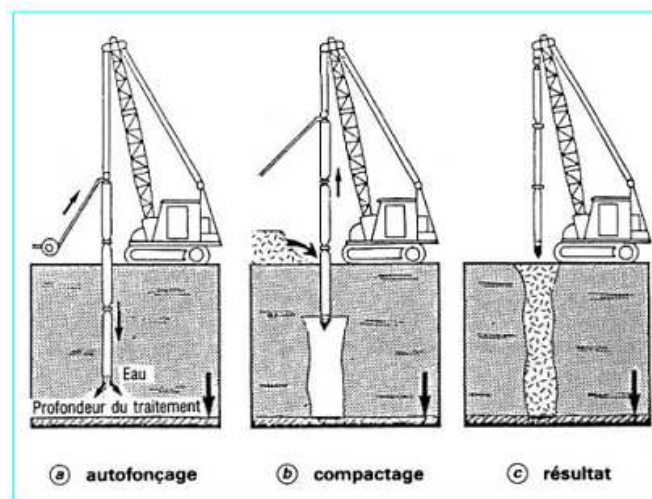


Figure 18 : Phases d'exécution des colonnes ballastées



Figure 19 : Colonne de sol traité à la chaux

Les colonnes ballastées sont destinées à des traitements localisés : fondations d'ouvrage d'art ou de bâtiment, remblais d'accès à des ouvrages d'art, sols supports de réservoirs, etc.

Une autre méthode de réalisation de colonnes de matériaux frottants dans des sols mous, tout en compactant le sol à l'entour, consiste à poinçonner le sol avec un pilon de masse élevée et de géométrie adaptée, à remplir l'empreinte de ballast, puis à recommencer le pilonnage, jusqu'à ce que l'on obtienne la colonne désirée (puits ballasté). Dans la pratique, cette technique permet de réaliser des colonnes de 5 à 7 m de profondeur, mais de diamètre plus grand que les colonnes ballastées classiques (de l'ordre de 2,5 m).

1.3.3.2. Colonnes pilonnées

On peut réaliser des pieux de ballast compacté par la technique des colonnes pilonnées. On enfonce dans le sol un tube creux, que l'on remplit de matériau grenu. Le matériau est compacté à la base du tube au moyen d'un pilon que l'on lâche dans le tube. Cette technique permet aussi de réaliser des pieux de sable.

1.3.4. Amélioration temporaire par congélation

La méthode de renforcement temporaire des sols par congélation, développée principalement pour les matériaux grenus (sables, graviers), peut être appliquée aux argiles molles et aux limons, lorsqu'aucune autre solution n'est possible. L'effet de la congélation dépend de la température (il augmente quand la température diminue). Par ailleurs, il faut réaliser la congélation le plus rapidement possible pour limiter le gonflement du sol et il faut tenir compte de la déstabilisation du massif de sol au dégel.

Les techniques de refroidissement utilisées reposent, comme pour les sables et les graviers, sur la circulation d'un fluide froid (azote liquide, habituellement) dans des tubes enfoncés dans le massif de sol.

1.2.2 METHODES D'AMELIORATION DES SOLS GRENUS

Les méthodes d'amélioration des sols grenus font appel à des processus très divers :

- densification par augmentation statique de la contrainte à la surface du sol (préchargement) ou en profondeur (compactage par injection solide) ;
- remplissage des vides (injection) ;
- dislocation de la structure du sol, puis restructuration par des actions externes au massif (chocs du pilonnage intensif) ou internes au massif (vibrations, explosions) ;
- mélange avec un liant pour constituer des colonnes plus résistantes (colonnes de sol traité). Elles sont, de façon générale, de mise en œuvre rapide et relativement facile.

1.2.2.1 Préchargement

Le préchargement des sols grenus s'opère selon les mêmes principes que dans le cas des sols fins. Le mode de réalisation est le même, mais la perméabilité élevée des sols grenus permet d'obtenir l'amélioration souhaitée dans des délais beaucoup plus brefs.

1.2.2.2 Vibrocompactage

Elle consiste à provoquer une vibration entretenue dans le sol au moyen d'une aiguille vibrante (figure 20). Cette vibration provoque une densification du matériau qui se traduit par l'affaissement du sol autour du vibreur.

Les vibreurs actuellement utilisés comportent, à l'intérieur de l'aiguille vibrante, un ou plusieurs balourds entraînés par un moteur hydraulique ou électrique. Leur puissance est de l'ordre de 75 à

150 kW. L'appareil est suspendu à un engin de levage et s'introduit dans le sol sous l'effet de son propre poids et de la vibration, avec éventuellement un lancement à l'air ou à l'eau, comme dans le cas des colonnes ballastées.

L'aiguille vibrante est descendue jusqu'à la base du sol à traiter, puis le vibreur est remonté lentement par une succession de mouvements verticaux. Le compactage est suivi en observant l'énergie consommée par le vibreur. L'opérateur peut modifier la fréquence des vibrations afin d'améliorer l'efficacité du compactage. On peut, dans certains cas, faire un apport de matériaux grenus, notamment pour jouer le rôle de drains en cas de séisme et lutter contre la liquéfaction des sables lâches. En fin de traitement, une finition de surface doit être réalisée, par réglage et compactage superficiel.

Des techniques voisines sont quelquefois employées : vibration de palplanches ou de profilés métalliques divers.



Figure 20 – Chantier de vibrocompactage

I.2.2.3. Pilonnage

L'application de chocs à la surface d'un massif de sol grenu est un moyen efficace de compactage. Avant le pilonnage, le sol est recouvert d'une couche de matériaux grossiers d'un mètre d'épaisseur au minimum, destinée à éviter un enfoncement trop important du pilon. Le pilon est lâché d'une grue, plusieurs impacts étant réalisés au même endroit. Cette opération est répétée sur toute la surface à traiter, selon un maillage défini au préalable (figure 21).



Figure 21 – Chantier de pilonnage

Entre les phases de pilonnage, un temps de repos permet la dissipation des surpressions interstitielles créées par les chocs. En fin de chantier, une dernière phase, dite de tapotage, est réalisée pour compacter la surface du sol, désorganisée par les chocs. Les traitements courants sont réalisés avec des pilons de 10 à 20 t tombant de 15 à 20 m de hauteur. On a utilisé sur des chantiers exceptionnels des pilons de 40 t lâchés de 40 m et de 200 t lâchés de 20 m.

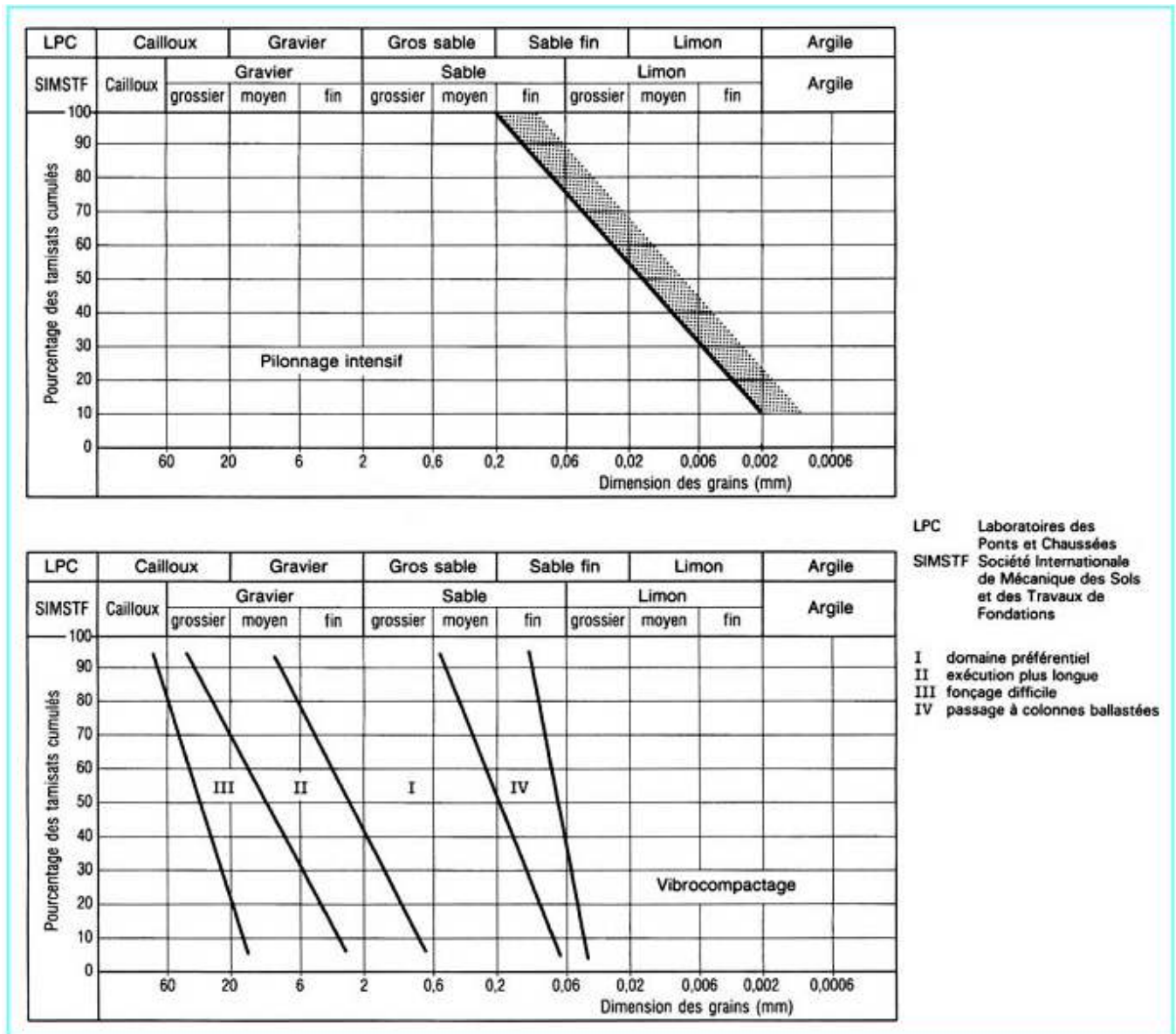


Figure 22 – Domaines d'application du pilonnage et du vibrocompactage pour les sols grenus (fuseaux granulométriques)

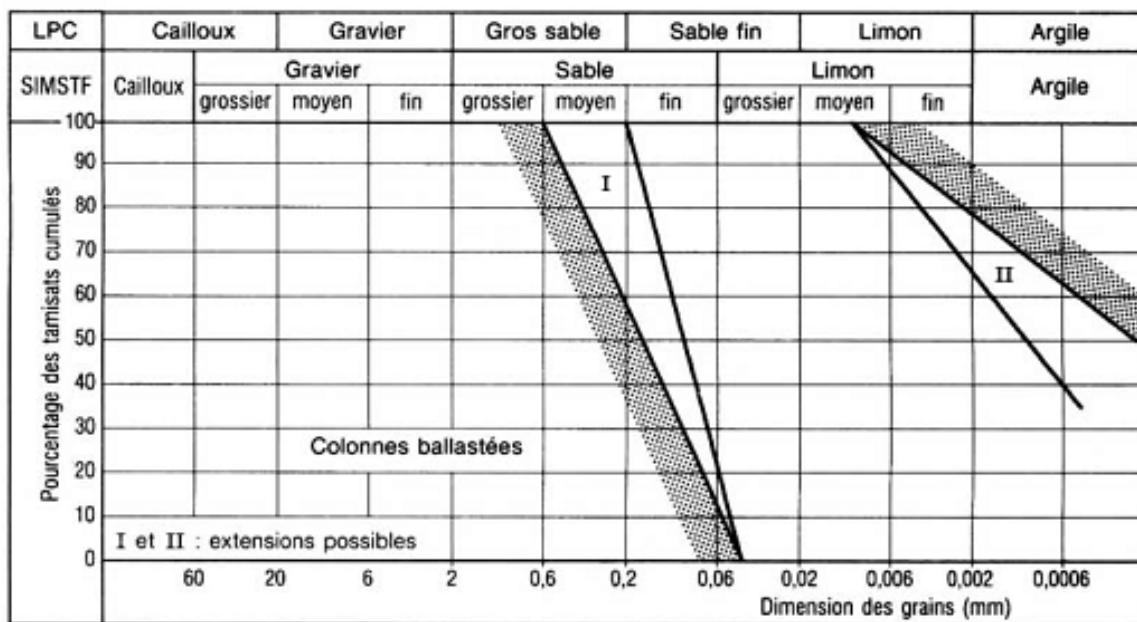
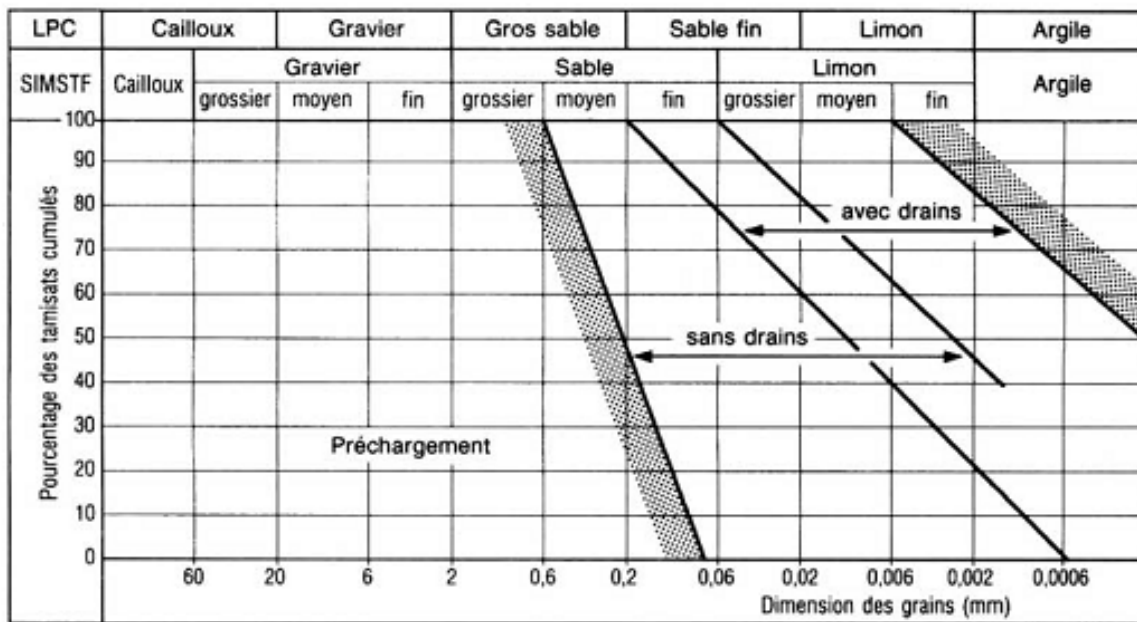


Figure 23 – Domaines d'application des méthodes de traitement des sols fins (fuseaux granulométriques)

CHAPITRE II

SOUTÈNEMENT EN SOLS RENFORCES

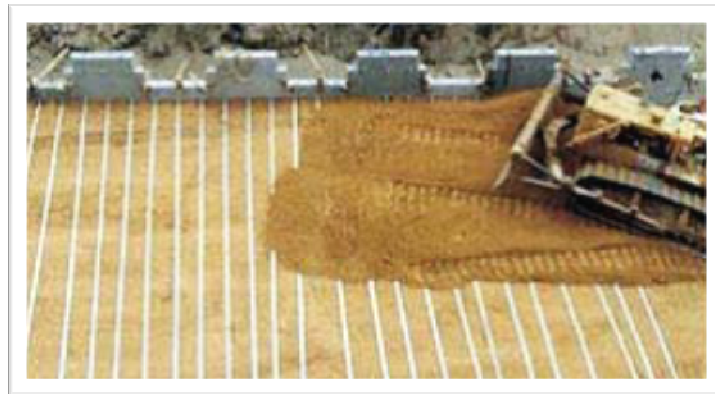
II.1. Soutènement en terre armé

II.1.1. Définition

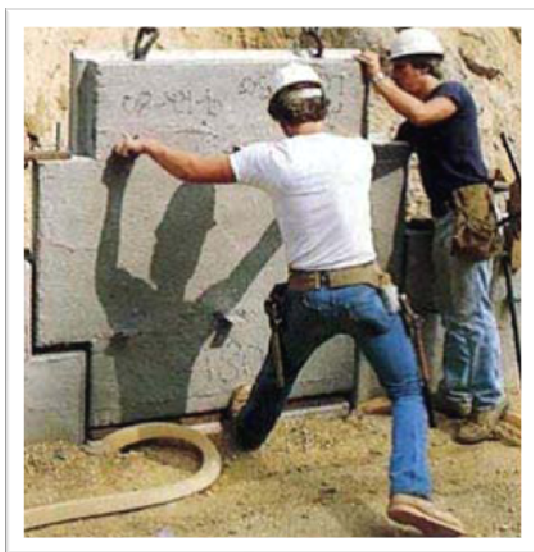
A l'instar du béton armé, la terre armée est un massif de terre dans lequel on a disposé à intervalles réguliers, et selon un plan de pose bien défini, des armatures métalliques plates permettant à ce nouveau matériau composite de résister aux efforts de traction, donc de pouvoir tenir verticalement.

Ce dispositif est complété par une « peau » qui n'est qu'un parement très léger destiné à protéger la surface de l'érosion mais qui n'est en aucun cas, et malgré les apparences, un soutènement. Cette peau est souvent constituée d'écailles préfabriquées en béton sur lesquelles les architectes apportent un effet décoratif. Cette invention française a des applications dans le monde entier et notamment aux USA.

Depuis quelques années d'autres procédés similaires concurrencent cette marque.



Pose des armatures longitudinales dans le remblai



Pose de la "peau"



Remblai en terre armée terminé

Figure 1. Constitution d'un mur en terre armée

L'étude du dimensionnement d'un mur de soutènement en Terre Armée comporte deux parties :

- le dimensionnement interne, spécifique au matériau Terre Armée, qui comporte notamment le dimensionnement des lits d'armatures ;
- le dimensionnement externe, reposant sur les mêmes principes que le dimensionnement des murs poids en maçonnerie ou en béton.

On donne ci-après quelques indications sur le dimensionnement interne.

II.1.2. Fonctionnement de la Terre Armée

Des expérimentations sur ouvrages réels et des modélisations numériques ont permis d'expliquer le mécanisme de fonctionnement d'un massif en Terre Armée, en précisant la répartition des efforts de traction le long des armatures, (Voir figure 02).

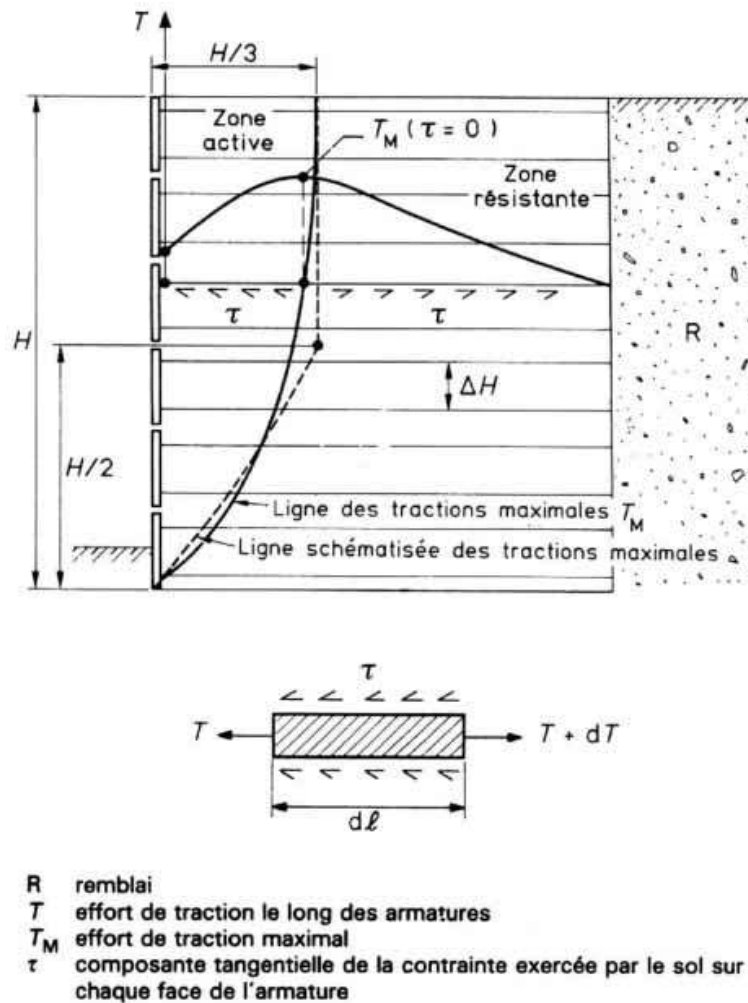


Figure 02 – Répartition des tractions dans les armatures d'un mur en Terre Armée

On constate que :

- l'effort de traction présente un maximum T_M qui n'est pas à l'aplomb du parement ; la peau joue donc mécaniquement un rôle beaucoup moins important que les armatures, son action est locale ;
- les points de traction maximale sont situés sur une courbe assez proche du parement et verticale en tête ;
- la composante tangentielle de la contrainte exercée par le sol sur chaque face de l'armature étant égale à :

$$\tau = \frac{dT}{dl} \cdot \frac{1}{2b}$$

Avec b : largeur de l'armature,
 l : abscisse sur l'armature,
 T : effort de traction dans l'armature,

Les points de traction maximale permettent de séparer deux zones dans le massif :

- une première zone située près du parement, dans laquelle, la contrainte tangentielle étant dirigée vers le parement, la terre a tendance à entraîner les armatures : c'est la zone active
- une seconde zone dans laquelle, la contrainte tangentielle étant dirigée vers l'intérieur, le sol a tendance à retenir les armatures : c'est la zone résistante.

C'est en assurant une liaison mécanique entre zone active et zone résistante que les armatures permettent au mur en Terre Armée de fonctionner.

Le phénomène essentiel dans la Terre Armée est le frottement entre le sol et l'armature. Celui-ci doit avoir une valeur suffisante, ce qui impose l'utilisation d'un remblai frottant (c'est-à-dire ne contenant pas plus de 15 % en poids d'éléments inférieurs à 15 µm).

II.1.3. Principes du dimensionnement interne des ouvrages en Terre Armée

Le calcul des armatures, à placer de façon régulièrement espacée en hauteur ($\Delta H = 37,5$ cm), repose sur la considération de la ligne des tractions maximales. Deux critères sont utilisés, qui correspondent chacun à un mode de rupture de ces murs :

- la rupture par cassure des armatures ;
- la rupture par manque de frottement dans la zone résistante, dite rupture par défaut d'adhérence.

On écrit d'une part que la traction maximale T_M est inférieure ou égale à la résistance en traction de l'armature, d'autre part qu'elle est inférieure ou égale à la résistance au frottement de l'armature dans la zone résistante, soit :

$$T_M \leq \frac{1}{F_1} \cdot \sigma_r \cdot b \cdot e \dots \dots \dots (1)$$

$$T_M \leq \frac{1}{F_2} \int_0^{l_a} \mu^* \cdot \sigma_v(x) \cdot 2b \cdot dx \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

F_1 et F_2	Coefficients de sécurité,
σ_r	Contrainte de résistance en traction de l'armature,
b et e	Largeur et épaisseur de l'armature,
l_a	La longueur de l'armature dans la zone résistante,
σ_v	Contrainte verticale de pression des terres,
μ^*	Coefficient de frottement apparent entre le sol et l'armature.

La traction maximale T_M dans chaque armature est calculée à partir de la contrainte verticale $\sigma_v(z)$ s'exerçant à la profondeur z par la formule :

$$T_M = \frac{1}{n} K \sigma_v \cdot \Delta H$$

Avec :

- n** nombre d'armatures par mètre linéaire dans le lit d'armatures considéré,
- ΔH** espacement constant entre deux lits d'armatures,
- K** coefficient semi-expérimental variant de K_0 en tête des murs jusqu'à K_a dans le bas comme indiqué à la figure 03a.

La contrainte verticale σ_v est calculée en tenant compte de la force de poussée exercée à l'arrière du mur en Terre Armée. C'est la répartition de Meyerhof qui est la plus fréquemment utilisée.

Le coefficient de frottement apparent μ^* est sensiblement différent du coefficient de frottement réel μ dont la valeur maximale est $\tan \phi$. Il intègre en effet l'aspect tridimensionnel du frottement sol-armature et le fait que la contrainte normale σ qui s'exerce sur l'armature peut varier fortement avec l'augmentation de la contrainte de cisaillement.

Il en résulte que le coefficient μ^* diminue généralement avec la profondeur et, dans le cas des armatures nervurées classiquement utilisées dans la technique de la Terre Armée, cette variation est présentée à la figure 03b.

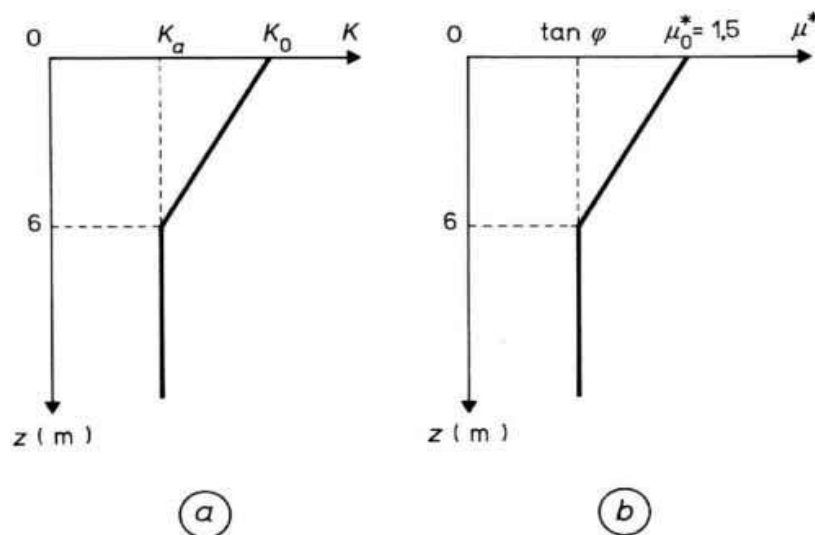


Figure 03 – Variation, en fonction de la profondeur, du coefficient K et du coefficient de frottement apparent μ^*

Le coefficient de sécurité F_1 vis-à-vis de la rupture des armatures est implicitement déterminé en faisant travailler l'acier à sa limite élastique. On adopte, par ailleurs, vis-à-vis de la rupture par défaut d'adhérence un coefficient de sécurité égal à 2.

II.1.4. Avantages et limitations de la Terre Armée

Les avantages de la technique de la Terre Armée sont les suivantes :

- rapidité d'exécution ;
- murs souples pouvant supporter sans dommage des tassements différentiels importants ;
- construction ne nécessitant qu'un matériel très léger ;
- coût compétitif.

La principale limitation à l'utilisation de cette technique est la qualité du remblai, qui doit être frottant.

CHAPITRE III

TIRANTS D'ANCRAGES

III.1. Historique

Les tirants d'ancrages sont utilisés depuis forts longtemps dans le domaine des travaux publics, leur principal emploi consistant à assurer la stabilité des murs de quais en palplanches. Initialement, ces tirants étaient constitués par de simples barres en aciers ancrées au terrain au moyen de plaques métalliques.

L'emploi d'aciers à haute limite élastique (aciers de précontrainte), a permis d'augmenter considérablement la force portante des tirants, cependant qu'étaient mis au point des procédés d'ancrages autres que les plaques métalliques, par exemple les scellements dans un trou foré.

Au début, ces scellements étaient effectués uniquement dans les roches : c'est ainsi que la première réalisation de tirants verticaux précontraints date de 1933, en Algérie, au barrage de **Cheurfas**. Il s'agissait d'améliorer la stabilité précaire de ce barrage en ancrant sa paroi, par des tirants verticaux au rocher sous-jacent. C'est ainsi que trente-sept tirants précontraints de plus de 50 m de longueur totale, la plupart de 1000 t (six cent trente fils parallèles en acier galvanisé à haute limite élastique de 5 mm de diamètre) furent scellés dans le grès sur les conseils d'**André Coyne**.

III.2. Définition des tirants d'ancrages

On appelle tirants d'ancrage tout dispositif tendu servant à assurer la stabilité d'un ouvrage auquel il est fixé à une extrémité, l'autre extrémité étant ancrée dans le terrain. Ce terrain peut être soit rocheux (ancrage au rocher), soit meuble.

Le tirant peut être constitué :

- par des barres en acier ordinaire ou en acier à haute limite élastique
- par des câbles toronnés en acier du type acier de précontrainte
- par des pieux tendus (en béton armé ou en métal) terminés ou non par un dispositif spécial d'ancrage au sol.

III.3. Classification des tirants d'ancrages

Plusieurs classifications sont possibles pour les tirants d'ancrages :

1. **Classification en fonction de la durée du tirant** : on peut distinguer :
 - les tirants provisoires, qui n'ont qu'un rôle temporaire et deviennent inutile au-delà d'un certain degré d'avancement des travaux. Comme l'utilisation la plus courante des tirants provisoires, on peut citer le maintien des parois bordant les fouilles de grande profondeur. Les tirants cessent de remplir leur rôle dès sont bétonnés les planchers.
 - Les tirants définitifs continueront à assumer leur rôle pendant toute la durée de vie de l'ouvrage. Dans cette catégorie, on rencontre les tirants qui ancrent les radiers en cas de sous pressions accidentelles provoquées par les crues, ainsi que les tirants qui maintiennent les murs de soutènement.
2. **Classification en fonction du rôle assumé par le tirant** : on peut distinguer :
 - les tirants légèrement inclinés sur l'horizontale : ces tirants soutiennent une paroi généralement verticale (figure 01). Ils peuvent être provisoires ou définitifs.

- Les tirants verticaux ; ils ancrent un radier (figure 02.a), un mur de soutènement ou un barrage (figure 02.b), et constituent souvent une solution de renforcement en cas de surélévation de ces ouvrages.

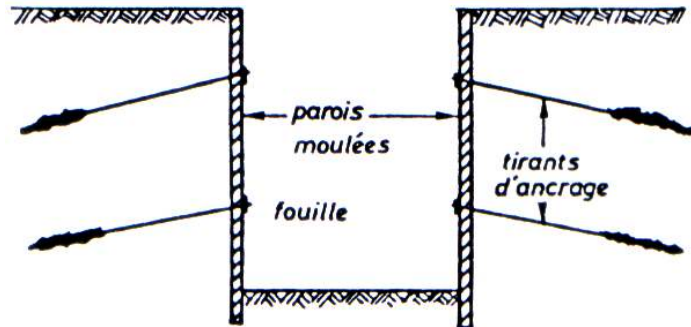


Figure 01 : Tirants maintenant une paroi verticale

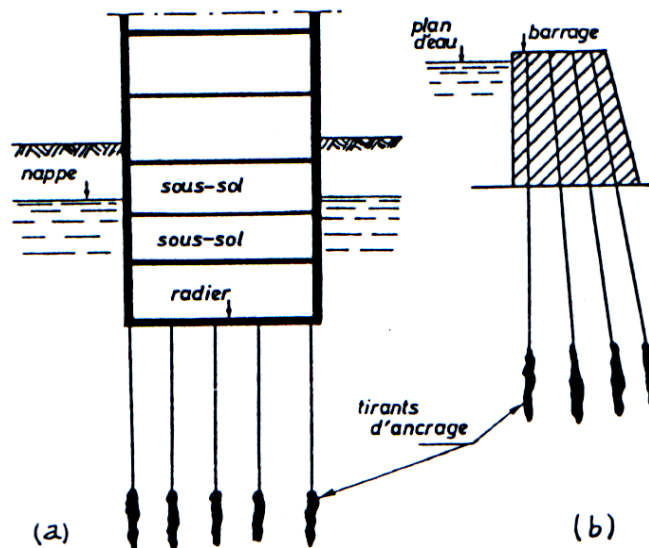


Figure 02 : Tirants verticaux ou quasi verticaux

III.4. Définitions concernant la constitution des tirants d'ancrages

Un tirant d'ancrage comporte normalement :

- une armature, constituée par une barre ou un câble à haute limite élastique. Cette armature est mise en place à l'intérieur d'un trou foré dans le sol.
- Un bulbe d'ancrage de sol. Ce bulbe est obtenu en injectant sous pression un coulis ou un mortier de scellement autour de l'extrémité de l'armature.

Remarque : il existe deux types de tirants :

- ceux dans lesquels l'armature est scellée directement dans le sol ;
- ceux dans lesquels l'armature est scellée dans une gaine elle-même scellée directement dans le sol.

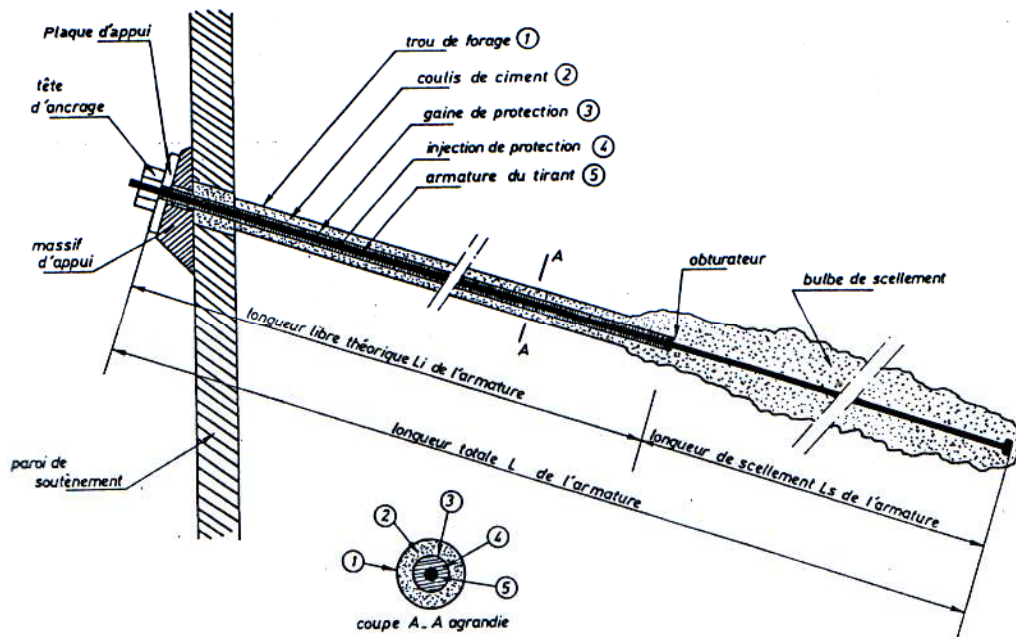


Figure 03 : Schéma de principe d'un tirant à armature scellée directement dans le sol

Pour éviter que le coulis du scellement ne remonte dans le trou de forage et ne vienne sceller l'armature au sol ; il est prévu un dispositif appelé obturateur ou bouchon :

- à l'autre extrémité de l'armature, une tête d'ancrage, à laquelle sont appliqués les efforts de traction lors de la mise en tension. Les efforts appliqués au tirant sont transmis à la paroi soutenue par l'intermédiaire d'une plaque d'appui reposant elle-même sur un massif d'appui.
- La partie de l'armature située entre le bulbe de scellement et la tête d'ancrage est, protégée contre la corrosion. Dans ce cas cette partie du tirant est mise en place à l'intérieur d'une gaine étanche, le vide entre la gaine et l'armature étant rempli d'un produit destiné à empêcher la corrosion.

III.5. Définitions concernant la géométrie du tirant (figure 01)

La longueur totale L de l'armature, mesurée entre l'extrémité scellée de celle-ci et le nu extérieur de la plaque d'appui, comprend (figure 04) :

- la longueur de scellement L_s : c'est la distance entre l'obturateur et l'extrémité scellée.
- La longueur libre théorique L_i : c'est la longueur de l'armature entre la plaque d'appui et l'obturateur.

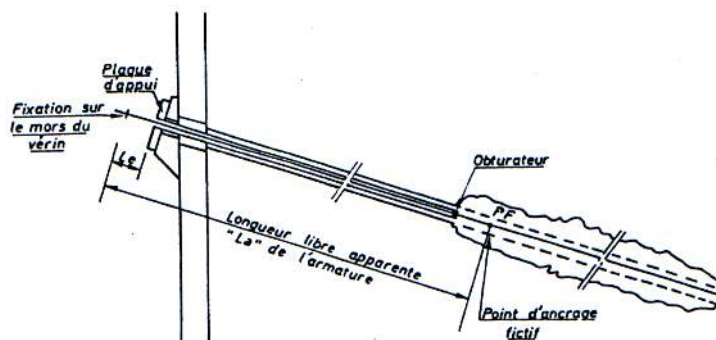


Figure 04 : Variation de la longueur libre au cours de la mise en tension

III.6. Définitions concernant les phases de mise en tension d'un tirant précontraint

Une fois exécutés, les tirants sont soumis, après le durcissement du bulbe d'ancrage, à une traction appelée traction d'épreuve **T_e** . Cette traction est maintenue en certain temps pour observer le comportement du tirant, puis, par détente du vérin, la traction est abaissée jusqu'à une valeur appelée « traction de début de blocage » **T_b** . L'armature est ensuite bloquée. Cette opération entraîne une perte de traction (glissement de l'armature dans les organes d'ancrages.etc). Une fois bloquée l'armature subit alors un processus naturel de détente partielle (relaxation des armatures, fluage éventuel du terrain dans lequel est effectué le scellement).

Cette détente ne doit jamais conduire à une traction de l'armature inférieure à la traction prévue et prise en compte dans les calculs de sécurité ; cette limite inférieure est appelée traction de service **T_a** .

Ces diverses tractions sont représentées sur la figure 05.

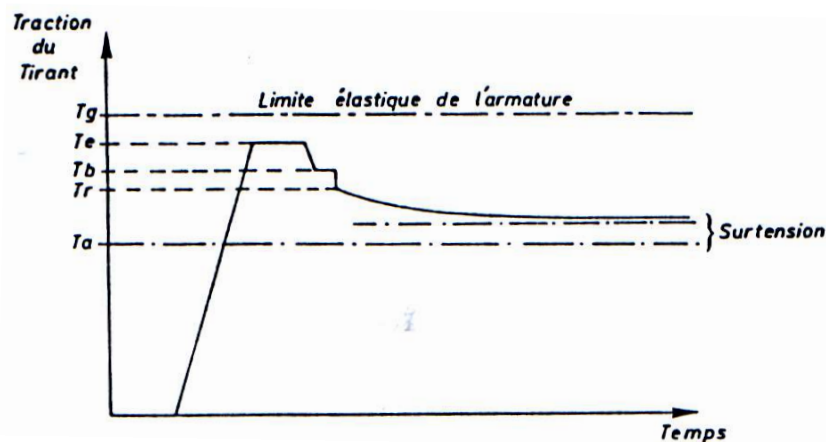


Figure 05 : Diagramme représentatif des diverses tractions d'un tirants précontraint

III.7. Mise en œuvre des tirants

La mise en œuvre des tirants comporte les opérations ci-après :

- le forage du trou
- la mise en place de l'armature dans le trou de forage ;
- l'accrochage du tirant au sol

Et pour les tirants précontraints :

- la mise en tension
- la protection contre la corrosion

1) Forage du trou

Les procédés de forage du trou doivent être adaptés à la nature du terrain. Lorsque le terrain dans lequel s'effectue le forage n'est pas baigné par une nappe, on utilise pour le forage :

- soit un tubage revêtu, mis en place à l'avancement
- soit un forage non revêtu, mais exécuter à l'aide d'un fluide de perforation.

Ce fluide est choisi en fonction des caractéristiques du terrain, et peut être selon le cas : de l'air, de l'eau, de l'argile ciment, un coulis de ciment, une boue bentonitique.

Lorsque le forage est effectué dans une nappe phréatique, des précautions sont à prendre et qui peuvent selon le cas :

- à réaliser une pré injection du terrai ;

- à utiliser des fluides de perforation lourds (argile ciment par exemple)
- à faire en sorte que l'étanchéité de l'outil de forage soit assurée (sas, presse-étoupe, .etc)

2) Mise en place de l'armature dans le trou de forage

L'armature peut être mise en place directement dans le trou de forage ou à l'intérieur d'une gaine. Cette gaine peut parfois régner sur toute la longueur du tirant mise en place dans le trou de forage, le tirant en question est alors scellé à l'intérieur de la gaine, laquelle est scellée elle-même au terrain.

Lorsque le scellement du tirant s'effectue directement dans le terrain, la partie du tirant situé entre le scellement et la tête d'ancrage est mise en place dans le sol à l'intérieur d'une gaine étanche, généralement en matière plastique. Cette gaine est utilisée pour assurer la protection du tirant contre la corrosion.

3) L'accrochage du tirant au sol

Les premiers ancrages ont été réalisés en générale par plaques, mais de plus en plus, pour les tirants de forte capacité, l'accrochage au sol s'effectue par scellement.

- Dispositifs de scellement

Hormis le cas des barres scellées au rocher, on évite pour les tirants de faible puissance, de compter uniquement sur l'adhérence pour transmettre au mortier ou coulis de scellement les efforts de traction de l'armature. C'est la raison pour laquelle :

- les barres peuvent comporter une tête emboutie ou même un simple écrou boulonné (figure 06)
- quand aux câbles, ils peuvent :
 - soit comporter, à l'extrémité à ancrer un culot mort
 - soit être détournés de façon à constituer un épanouissement de leur extrémité
 - soit comporter, sur chaque fil, une tête emboutie forgée à froid
 - soit avoir une section variable obtenue avec un système d'écarteurs et de ligatures (figure 07)

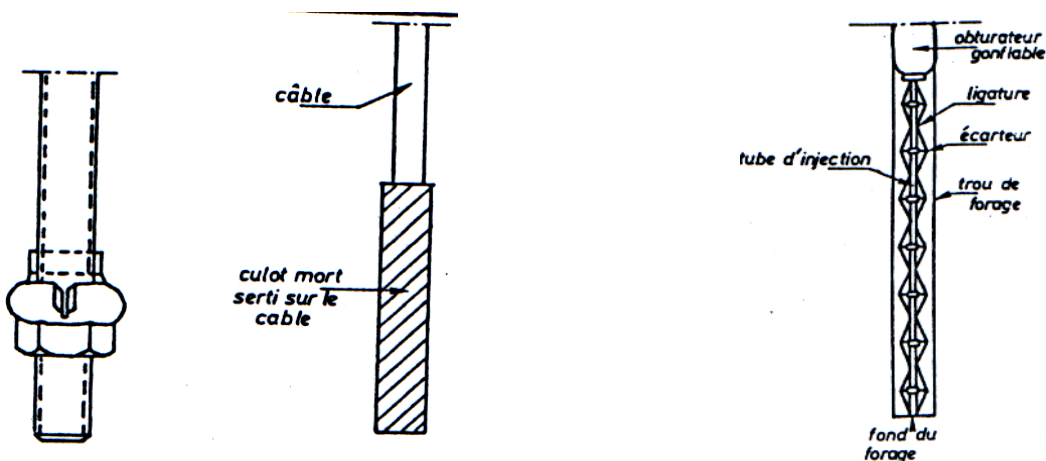


Figure 06 : Ecrou boulonné

Culot mort (type GTM)

Figure 07 : Ancrage du tirant IRP (Solétanche)

- Produit de scellement

Ils appartiennent à deux familles : les scellements à base de ciment et les scellements à base de résines. Étant leur coût très élevé, les résines ne sont utilisées que dans le cas où le scellement doit être réalisé sans eau, qui correspond aux terrains argileux, les tirants réalisés dans de tels terrains ne sont pas encore très nombreux.

Dans la quasi-totalité des cas, le scellement s'effectue à l'aide de mortier ou coulis de ciment, avec ou sans additif. Le choix du ciment utilisable est effectué en fonction de l'agression du terrain et du risque de corrosion de l'armature. Les coulis utilisés ont un rapport E/C d'environ 0.4.

- Mode opératoire de scellement

Dans le cas de scellement des barres au rocher, le mortier ou coulis de scellement est d'abord mis en place dans le trou de forage. On peut procéder de même avec les câbles de petit diamètre. Pour les câbles de diamètre important, le scellement est effectué après la mise en place du câble dans le trou de forage. Pour ce faire, le câble comporte, à sa partie centrale, un tube d'injection. Le scellement s'effectue différemment suivant que le câble est scellé directement au sol où qu'il est scellé à l'intérieur d'un tube.

a) Scellement direct au terrain

Dans le cas de scellement direct (exemple tirant I.R.P Solétanche, figure 08), la partie sceller est séparée de la partie libre par un obturateur (bouchon), le coulis est alors injecté sous pression par le tube d'injection, lequel possède, dans la partie scellée des perforations régulièrement réparties, de façon à permettre un scellement aussi homogène que possible.

La pression d'injection est fonction de la nature du terrain dans lequel s'effectue le scellement, elle est également déterminée par la force portante à obtenir pour le tirant.

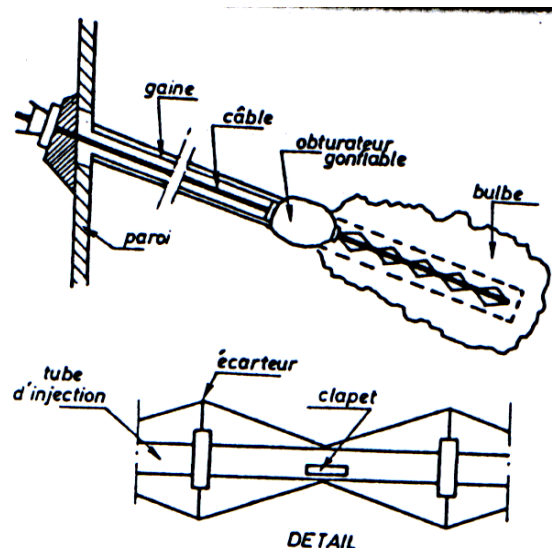


Figure 08 : Tirant IRP (Solétanche)

b) Scellement de l'armature dans un tube lui-même scellé au terrain

Le scellement du câble dans le tube et le scellement du tube au terrain peuvent se faire soit simultanément, soit en deux fois :

- Dans le cas de scellement simultané, le tube en polyéthylène annelé avec paroi mince, muni de clapets d'injection, les opérations sont alors les suivantes :

- du coulis de scellement est mis en place dans le trou de forage ;
- le tube est descendu dans le coulis ;
- par le tube d'injection est envoyer du coulis avec un débit très lent, ce coulis rempli d'abord le tube, scellant l'armature au tube, puis in chemine dans le séparateur gonflable, plaquant celui-ci contre le trou de forage et empêchant toute remontée du coulis vers le haut.

Ce genre de tirant est utilisé pour les tirants provisoires.

- Le scellement peut aussi se faire en deux fois : le tube est alors un tube en acier, les opérations sont les suivantes :
 - le tube est mis en place dans le forage ;
 - le tube est scellé au terrain, avec des réinjections successives de 24 h d'intervalle, avec une pression finale de l'ordre de 20 à 30 bers.
 - Les aciers sont scellés, sous faible pression à l'intérieur du tube
- De tels types de tirants sont utilisés le plus souvent pour des ancrages définitifs.

III.8.Mise en tension des tirants précontraints

La mise en tension d'un tirant comporte normalement les opérations suivantes :

- montée en tension jusqu'à la traction d'épreuve T_e , cette montée en tension fait l'objet d'un certain nombre de mesure des déplacements de la tête d'ancrages.
- Si les mesures effectuées au cours de l'opération précédente permettent de conclure à la réception du tirant, celui-ci est bloqué à une certaine valeur de la traction appelée traction de blocage T_b . ce processus de blocage provoque en général des pertes de traction, dues par exemple au glissement des armatures dans les organes d'ancrages, à la mise en place de ces derniers. Si bien qu'à la fin du blocage la traction résiduelle T_r , est inférieure à T_b .
- Sauf cas exceptionnel, aucune opération de mise en tension n'est plus effectuée sur le tirant, qui va alors subir un processus naturel de détente partielle (relaxation de l'armature, fluage du scellement, etc..)

Dans certains ouvrages, les tirants subissent des mises en tension échelonnées dans le temps, en fonction des diverses phases de travaux et de la croissance des efforts que subit la structure. Dans ce cas, l'épreuve du tirant n'est en général effectuée qu'après la dernière mise en tension.

CHAPITRE IV

LES GEOMEMBRANES

IV.1. Définition et nature des géomembranes

IV.1.1 Définition

On rappellera que les géosynthétiques sont des matériaux manufacturés en forme de nappe, à base de polymères, utilisés dans les applications de la géotechnique et du génie civil, et assurant l'une ou plusieurs des fonctions définies ci-après. Ils se subdivisent en six familles :

— **Géomembrane** (définition AFNOR NF P84-500)

Produit adapté au génie civil, mince, souple, continu, étanche aux liquides même sous les sollicitations de service. Dans l'état actuel des techniques, ni les produits de faible épaisseur fonctionnelle (< 1 mm), ni les produits dont l'étanchéité est assurée uniquement par un matériau argileux, ne sont considérés comme des géomembranes.

— **Géotextile**

Matériau perméable, qui peut être tissé, non tissé ou tricoté, utilisé dans les applications de la géotechnique et du génie civil.

— **Géogrille**

Structure plane constituée par un réseau ouvert d'éléments résistant à la traction, reliées entre eux selon un motif régulier, et utilisée dans le domaine de la géotechnique et du génie civil.

— **Géoespaceur**

Structure polymère tridimensionnelle utilisée dans les applications de la géotechnique et du génie civil, permettant de maintenir l'espace entre deux matériaux, notamment en vue d'un drainage.

— **Géoconteneur**

Structure tridimensionnelle permettant le confinement, la stabilité et le renforcement d'un matériau de remplissage.

— **Géocomposite**

Matériau composite comprenant au moins l'un des géosynthétiques suivants :

- géomembrane ;
- géotextile ;
- géoespaceur ;
- géogrille ;
- géoconteneur.

Pour des raisons pratiques, notamment liées à des procédures d'essai ou à des méthodes de caractérisation identiques, on est amené à regrouper ces géosynthétiques en deux groupes :

- les **géotextiles et produits apparentés**, qui ont pour caractéristique commune d'être perméables aux fluides ou dont l'étanchéité n'est pas la fonction principale : géotextiles, géogrilles, géoespaceurs, géoconteneurs, certains géocomposites ;
- les **géomembranes et produits apparentés**, dont la fonction principale est l'étanchéité aux fluides : géomembranes, géocomposites bentonitiques...

IV.1.2 Fonction et nature

La fonction des géomembranes est d'assurer une étanchéité que les conditions naturelles d'un site ne présentent pas, ou que doit comporter un ouvrage à réaliser.

Ce peut être, dans le premier cas, un bassin de réception d'un effluent de nature quelconque ou une décharge de déchets, dans le second cas, un barrage, un canal en remblai, un tunnel ou une canalisation.

Les géomembranes présentent l'avantage d'une grande minceur (1 à 6 mm). On doit néanmoins, à cause de cette minceur, les protéger. Elles sont donc associées à une couche support en dessous et reçoivent une protection au-dessus. On parle alors, pour l'ensemble, de Dispositif d'Étanchéité par Géosynthétique (DEG). À la fonction étanchéité on doit souvent, par sécurité et complément dans la conception de la barrière, associer une fonction drainage. Celle-ci sera constituée de géosynthétiques. On conçoit ainsi des Dispositifs de Drainage par Géosynthétique (DDG), de faible épaisseur et de structure identique à la barrière d'étanchéité, par la similitude de la nature des matériaux mis en œuvre. Mais on peut, en utilisant des matériaux naturels et des géosynthétiques, concevoir des DDG de forte épaisseur.

Tableau 2 - Quelques propriétés mécaniques des géomembranes

Propriétés	Type			
	Membrane bitumineuse	PEhd	PEbd	Géocomposite
Épaisseur..... (mm)	3 à 6	1 à 3	0,5 à 2,5	< 10
Masse volumique..... (g/cm ³)	3 à 5 kg/m ²	0,94	0,89	-
Perméabilité K..... (m/s)	< 10 ⁻¹²	10 ⁻¹⁴	10 ⁻¹⁴	< 10 ⁻¹²
Angle de frottement..... (°)	variable avec support 27° sur du sable	variable avec support 18° sur du sable	variable avec support 18° sur du sable	variable avec support 9° à 26° sur du sable
Résistance à la rupture Allongement..... (%)	14 à 32 kN/m 35 à 50	24 à 36 N/mm ² 600 à 800	24 N/mm ² 900	14 à 27 kN/m 15 à 140
Limite élastique Allongement..... (%)	Sans objet	10 N/mm ² 15	15 N/mm ² 20	Sans objet
Résistance à la déchirure amorcée.....	-	100 à 430 N	30 à 180 N	-
Poinçonnement.....	230 à 400 N	30 à 150 N	170 à 400 N	-
Résistance à fissuration sous contrainte.....	-	1500 h	1500 h	-

IV.2. Utilisation des membranes dans les ouvrages hydrauliques

IV.2.1. Historique

On entend par ouvrages hydrauliques les ouvrages ayant pour fonction de conduire ou stocker les eaux. Les géomembranes sont utilisées pour assurer l'étanchéité. Les premières applications eurent lieu en 1959 en Italie pour un barrage en enrochement, Contrada Sabetta, avec une géomembrane de polyisobutylène. La hauteur de l'ouvrage était de 32,5 m. En général, cette solution a été retenue par la suite pour des ouvrages de 30 m de hauteur maximale. Elle a été

employée sur un barrage de 110 m de hauteur au Portugal, mais à titre de réparation comme en France pour un barrage de 60 m de hauteur.

En 1971, on utilisait pour la première fois une membrane en polyisobutylène sur la face verticale amont d'un barrage poids en vue de sa réhabilitation. Plusieurs barrages de 70 m de hauteur furent ainsi traités. Un barrage en BCR (béton compacté au rouleau) de 20 m de hauteur fut conçu avec une étanchéité par membrane sur son parement amont en 1990.

De nombreux réservoirs et longueurs de canaux furent également étanchés avec des membranes à partir de 1970, La superficie d'un réservoir étanché a même atteint plus de 100 ha et sa profondeur 40 m.

IV.2.2. Contraintes et dispositifs

L'utilisation des géomembranes a donc été progressive. Elle est le résultat, au départ, du besoin de réparer des masques amont de barrage en remblai.

IV.2.2.1. Barrages

On doit distinguer le cas des barrages en remblai, dont le problème à résoudre est analogue à ceux des canaux et bassins de rétention d'eau, du cas des barrages en béton à parement quasi vertical. Dans les barrages en remblai (figure 1), on dispose l'étanchéité en amont, en substitution ou en complément des masques en béton qui étaient une solution très classique. Les problèmes sont :

- s'assurer d'un support dont les tassements locaux ne provoquent pas de sollicitations excessives dans la membrane ;
- protéger la membrane contre les sollicitations extérieures de toute nature, UV, oxygène, chaleur et chocs ;
- drainer la face inférieure de la membrane suivant que le corps du barrage est en matériau drainant ou non drainant ;
- tenir compte du frottement entre la membrane, sa couche support et sa protection dans le choix de la pente du talus amont.

Lorsque le remblai du barrage n'est pas drainant, on leste la membrane, c'est-à-dire en la disposant assez profondément dans la partie amont de l'ouvrage. Celui-ci est drainé par un drain cheminée (figure 1ù).

Le dispositif pour les géomembranes sur talus consiste, sur une couche support bien compactée en grave béton, grave émulsion ou enrobé, à disposer un géotextile puis la géomembrane et, à nouveau, un géotextile, puis enfin la protection qui peut être faite de pavés en béton de ciment ou d'une dalle.

Pour les barrages en béton ou en maçonnerie, les membranes ne sont pas protégées et sont directement accrochées au parement.

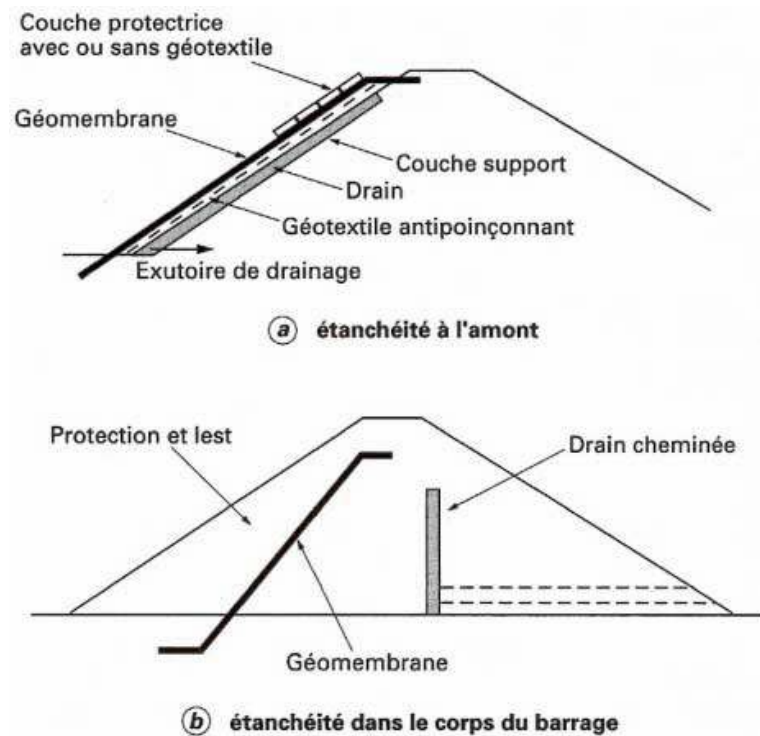


Figure 1 – Barrage en terre. Emploi d'une géomembrane

IV.2.2.2. Réservoirs

La figure 2 montre quelques dispositions pour des réservoirs. Le choix de la solution dépend pour partie des problèmes de protection et de nature du sol support.

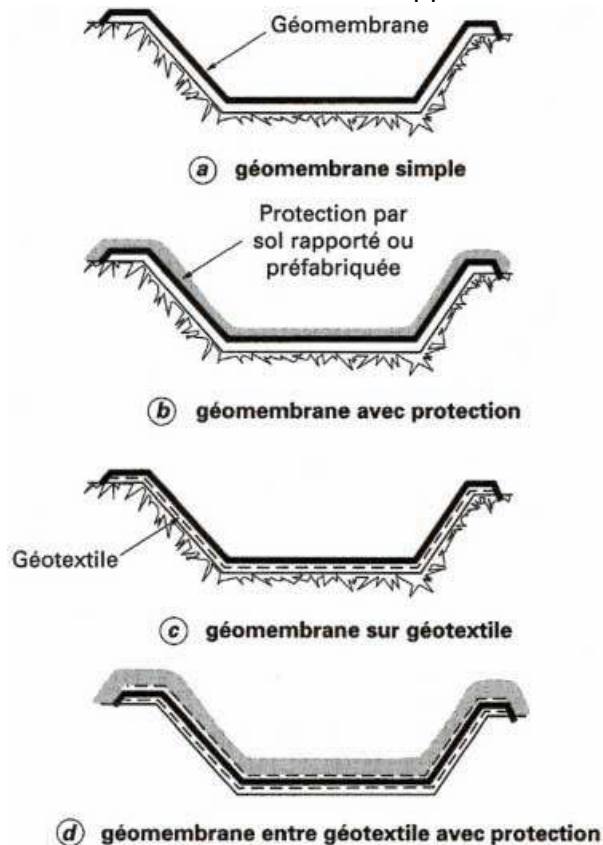


Figure 2 – Imperméabilisation de réservoir par géomembrane

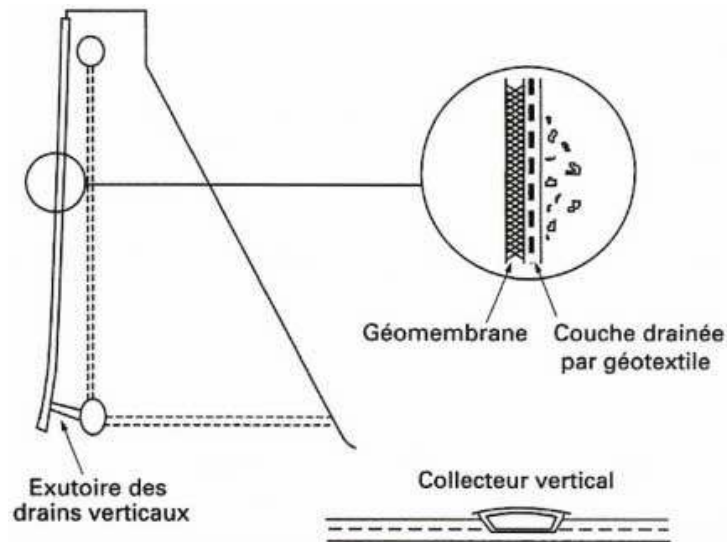


Figure 3 – Imperméabilisation de la face amont d'un barrage en béton

IV.3. Utilisation des géomembranes dans l'environnement

IV.3.1. Finalité

À cause de leurs qualités d'imperméabilité, de résistances chimique et mécanique, de facilité de mise en place et de coût, les géomembranes en PEhd « polyéthylène haute densité » ou PEbd « polyéthylène basse densité » en particulier, sont apparues depuis les années 80 comme une solution bien adaptée pour réaliser un écran permettant d'isoler des effluents ou des déchets qui sont à l'origine de pollution des nappes et des terrains aquifères. Mais cet écran peut aussi être disposé entre le milieu naturel et des ouvrages comme une route ou des installations portuaires qui, sans être *a priori* polluées, peuvent constituer l'entrée ou être le vecteur d'une pollution vers le milieu environnant.

IV.3.2. Décharges ou centres d'enfouissements techniques

IV.3.2.1. Conception générale

Afin de limiter au maximum la migration des polluants, un centre d'enfouissement technique se doit de constituer un site étanche, dont le schéma est celui représenté figure 4.

La couverture a pour rôle d'empêcher les infiltrations d'eau de pluie dans les déchets et de ne laisser sortir les gaz formés qu'en des points choisis.

La barrière doit arrêter ou tout au moins retarder au maximum la migration des polluants dans le sol et, s'il y a lieu, dans la nappe phréatique, située sous la décharge,

D'autre part, des systèmes de drainage doivent collecter :

- les eaux infiltrées pendant l'exploitation et les lixiviats afin de les amener à un centre d'épuration où ils seront traités ;
- les eaux de ruissellement sur la couverture ;
- les gaz dégagés.

À l'intérieur de la couverture et de la barrière, il est possible, voire obligatoire dans certains pays, d'utiliser des géomembranes. C'est donc sous l'angle de l'utilisation de ce produit que l'on va sommairement examiner les différentes barrières en fond et couverture d'une décharge.

IV.3.2.2. Stabilité

Une décharge est désormais considérée comme, un ouvrage de génie civil à part entière dans lequel l'hydrogéologie joue un grand rôle. Mais l'élaboration du projet et l'examen de son comportement en exploitation demandent aussi la coopération d'autres disciplines comme la chimie des sols, l'ingénierie chimique, la microbiologie.

Une attention toute particulière doit être portée sur les problèmes de stabilité que posent la géométrie du site (la recherche d'un plus grand volume utile conduit à des pentes importantes) et les mouvements ultérieurs des déchets (notamment les phénomènes de reptation) qui ne se comportent pas comme un bloc solide.

L'ancrage du dispositif d'étanchéité et la fermeture du site sont également délicats sur tous ces points, Il apparaît ainsi qu'une face rugueuse entraîne un meilleur contact avec la couche de forme, ou qu'un géotextile non tissé lié à un géospaceur réduit les mouvements entre géospaceur et géomembrane rugueuse, augmentant la stabilité de l'ensemble.

Une méthode très utilisée consiste à introduire une géogrille à laquelle on solidarise la membrane. Dans certains pays, les pentes dans les décharges sont limitées à 20°, et l'on utilise des géomembranes lisses, car on considère que ce n'est pas aux géomembranes de reprendre les efforts et d'être ancrées en conséquence.

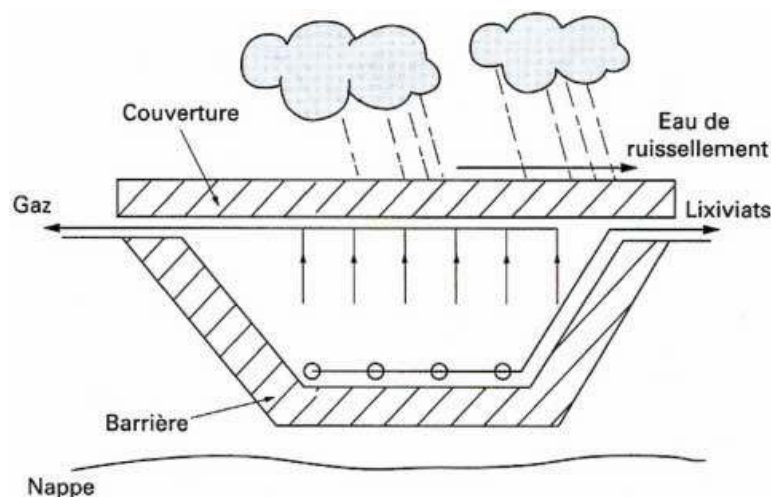


Figure 4 – Disposition générale d'une décharge

IV.3.2.3. Etanchéité

— Fond de décharge

La membrane n'est qu'un élément du concept d'étanchéité qui sera fonction de la nature du terrain encaissant, des risques hydrogéologiques qui en résultent, eux-mêmes fonction des déchets stockés.

On parlera d'étanchéité composite lorsque deux étanchéités sont juxtaposées (exemple : membrane PEhd sur couche d'argile) et de double étanchéité lorsque les deux barrières étanches sont séparées par une couche drainante.

Certains pays, imposent désormais une double étanchéité composite en fond de décharge. La figure 5 montre les dispositions possibles et les différentes sécurités dont on peut disposer.

Il faut bien comprendre qu'étanchéité et drainage relèvent d'une même stratégie qui cherche à éviter que des effluents nocifs atteignent la nappe. On parlera de barrière passive pour la géomembrane et l'argile, et de **barrière active** pour la couche drainante.

Elles sont en fait indissociables dans leur fonctionnement, comme cela est le cas dans les barrages où injection et drainage sont toujours associés.

Le drainage se présente comme un ultime recours contre la défaillance de la barrière imperméable.

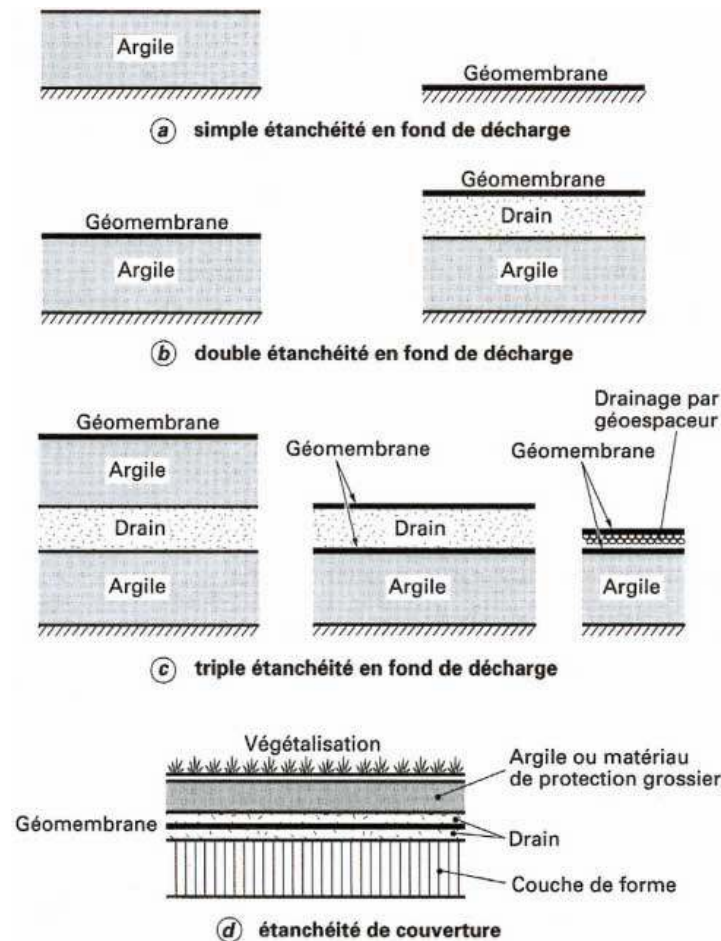


Figure 5 – Différentes combinaisons et structures d'étanchéité en fond et couverture de décharge

➤ Couverture de décharge

La couverture joue un rôle fondamental en protégeant le stockage contre les eaux de pluies. Les données techniques sont un peu différentes de celles prévalant pour la barrière étanche en fond de décharge. Les agressions chimiques sont bien moins fortes qu'en fond de décharge. L'état de contrainte est plus faible, mais les déformations résultant de tassement des produits stockés peuvent être plus importantes et surtout localisées. L'utilisation de matériaux argileux se heurte au problème de la variation hygrométrique. Une géomembrane pourra être une solution, mais elle sera associée à une couverture de protection plus ou moins imperméable sur sa face supérieure (figure 5d). Elle peut être drainée sur sa face supérieure, Elle sera drainée sous sa face inférieure.

➤ Réhabilitation

Une réhabilitation de décharge consiste, au plan de l'utilisation de membranes en général, à mettre en place une couverture étanche là où ce qui existait était insuffisant. On en profite en même temps pour reprofiler la surface à couvrir et pour faciliter le ruissellement de surface. On supprime ainsi une cause importante de pollution, le lessivage des déchets. Plus encore que sur les autres sites de décharges conçues et exploitées de façon rationnelle, les conséquences de déformations locales possibles sont importantes sur la couverture projetée.

IV.3.2.4. Evolution

Les tendances dans la conception des nouvelles décharges vont d'une part dans le sens de l'inertage des déchets par différents procédés, et d'autre part dans la mise en place de plusieurs barrières actives et passives, en vue d'une sécurité toujours plus grande.

De nombreux essais ou opérations d'autopsie de DEG ont été conduits pendant les dernières années pour définir la meilleure structure d'une étanchéité de fond. Il en est de même pour les couvertures.

Les conclusions qui ont été tirées de toutes ces expériences se sont traduites par des recommandations d'ordre réglementaire, dont le niveau d'exigence varie en fonction des pays, mais toujours en augmentant.

Les nombreuses études et constatations montrent qu'il est illusoire d'espérer avoir des barrières absolument étanches. Aussi la tendance est-elle de combiner les avantages des matériaux artificiels comme les membranes avec les matériaux naturels tels que l'argile en place ou rapportés et de se servir du drainage pour pallier leur faiblesse à chacun. Ce dernier joue un rôle particulièrement important

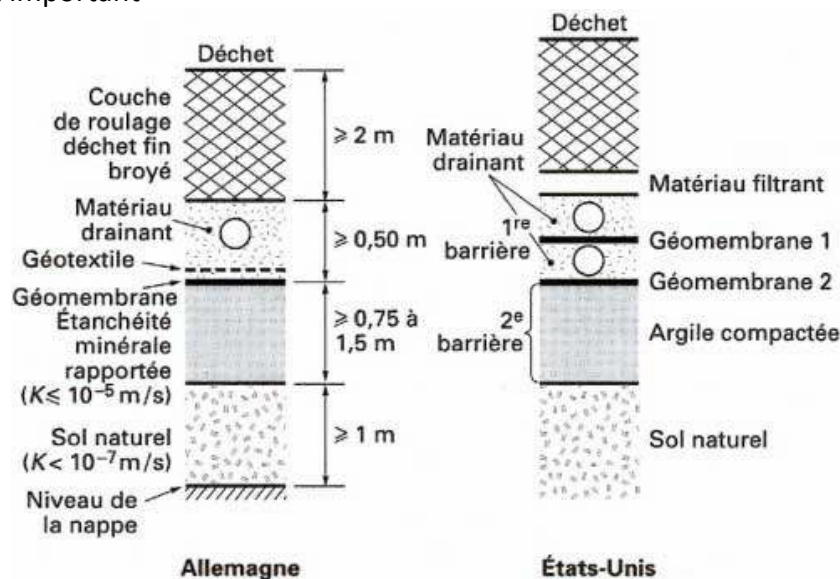


Figure 6 – Extraits de Recommandations pour des étanchéités en fond de décharge

La figure 6 présente les recommandations américaines et allemandes. Elle montre que la géomembrane n'est qu'un élément de la structure retenue pour répondre au problème posé, mais que la solution choisie est différente. En matière de couverture, la règle est aussi d'associer matériaux naturel et artificiel.

La figure 7 montre le concept utilisé dans la couverture d'un stockage de déchets faiblement radioactifs exécuté en France pour l'ANDRA (Agence Nationale des Déchets Radioactifs).

Le concept de la couverture combine un matériau naturel, qui est un schiste à granulométrie continue relativement imperméable (10^{-8} m/s au minimum) avec une membrane bitumineuse, drainée en surface pour faciliter l'écoulement des infiltrations à travers le schiste. La membrane est drainée sous sa face inférieure par un matériau reposant sur la couche de forme constituée par du schiste.

Cette couverture devait être étanche, présenter une pérennité de 300 ans, résister aux agressions autres que celles dues à l'infiltration : érosion, température, chimie des eaux, animaux fouisseurs. Un rechargement par une épaisseur de 1,5 m d'argile est prévu si l'évolution de la couverture à terme le rend nécessaire.

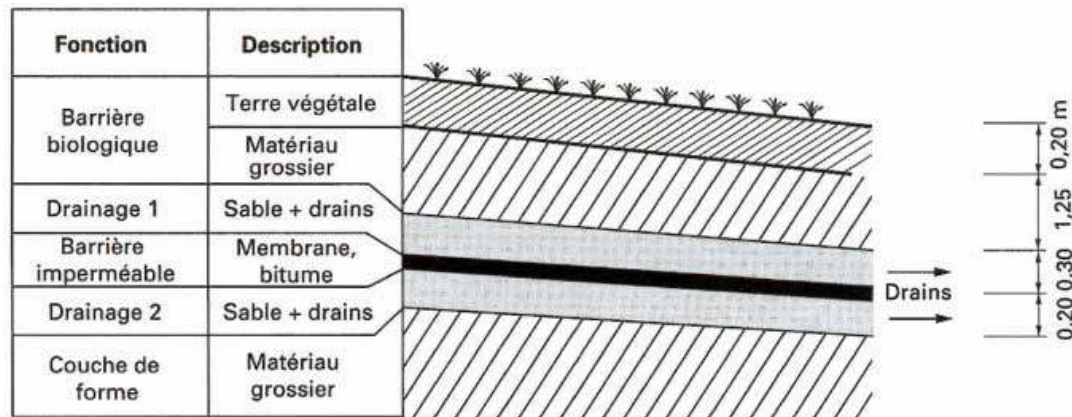


Figure 7 – Couverture du Centre de stockage de la Manche (ANDRA)

La protection est garantie par la végétalisation et le schiste (couverture biologique). L'étanchéité est assurée partie par le schiste et partie par la membrane bitumineuse. La pérennité est fonction du bitume dans la membrane. Le drain sous membrane sert à contrôler l'efficacité du dispositif et, en dernier ressort, à récupérer les fuites sous membrane.

IV.3.3. Bassins pour le stockage d'effluents industriels

Il s'agit de bassins destinés à retenir un certain temps des liquides chargés en vue de leur décantation et d'abaisser leur degré de pollution par lagunage. Cela concerne aussi les bassins destinés à retenir une pollution accidentelle.

Dans les deux cas les géomembranes répondent au souci de réaliser une étanchéité maximale.

On peut se contenter d'un revêtement par une géomembrane en PEhd posé sur un géotextile drainé ou non en fonction de la perméabilité du terrain sous-jacent et du niveau de la nappe.

Le problème du drainage si nécessaire du terrain dans lequel est réalisé le bassin est un point important qui mérite une attention particulière.

Des fuites étant toujours possibles, il est indispensable de pouvoir les collecter afin de ne pas polluer les terrains encaissants, mais, en plus du système de drainage d'effluents liquides, on devra ne pas oublier de mettre un système de drainage de gaz. L'épaisseur des drains devra tenir compte des conditions de circulation et de débit des gaz et des liquides.

On constate donc que, suivant la nature des effluents, la fréquence et la durée de remplissage du bassin, on peut dans des cas extrêmes être amené à une double étanchéité encadrant une barrière active constituée par un drain comme dans une décharge.

On aura également la possibilité d'intégrer une géomembrane à une structure en béton. Celle-ci sera collée ou posée lors du bétonnage contre le coffrage et adhérerait au béton au moyen de crampons solidaires de sa face inférieure réalisés lors de l'extrusion de la membrane (figure 8).

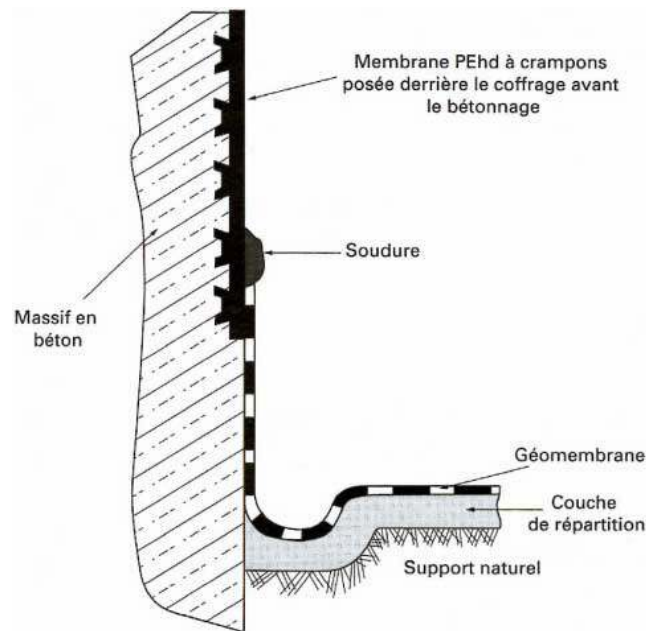


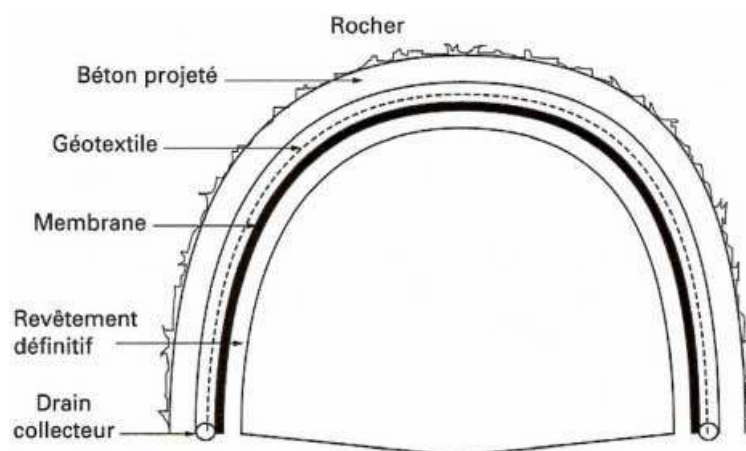
Figure 8 – Exemple de membrane pour la protection du béton et de raccordement à une deuxième membrane posée sur un support différent

IV.4. Utilisation des géomembranes pour l'étanchéité

Il s'agit ici des applications des géomembranes à l'étanchéité des tunnels, cuvelages et terrasses de bâtiments.

On peut envelopper tout ou partie de la surface extérieure d'ouvrages souterrains suivant les conditions hydrauliques environnantes.

La figure 9 montre la disposition à respecter pour étancher un tunnel sans pression permanente. On peut imaginer un étanchement autour de l'ensemble du tunnel quand celui-ci est sous la nappe. On peut ainsi étancher des ouvrages réalisés en tranchées ouvertes.



**Figure 9 – Étanchement d'un tunnel par géomembrane.
Revêtement partiel**

CHAPITRE IV

LES MICROPIEUX

V.1. INTRODUCTION - DOMAINE D'EMPLOI

La technique des micropieux a été développée il y a une trentaine d'années : initialement, ils ont été utilisés en Italie sous l'appellation de pieux racines qui sont, des pieux forés de petit diamètre scellés au terrain par un mortier. Par la suite, sont apparus des micropieux injectés sous forte pression qui ont permis d'obtenir des portances plus élevées.

Pendant longtemps, cette technique n'a été employée que dans la reprise en sous œuvre de bâtiments ou d'ouvrages : la légèreté et le faible encombrement des matériels utilisés s'adaptaient particulièrement bien aux conditions d'intervention.

Par la suite, le domaine d'application de cette technique s'est élargi aux fondations d'ouvrages neufs dans certains cas de terrains difficiles ou contenant des obstacles durs divers tels que : anciennes fondations, blocs, couche dure, etc ., qu'il serait très onéreux de traverser en forage de grande section.

L'objet de ce chapitre est de présenter certains aspects de cette technique ; elle se limite à l'utilisation des micropieux dans le domaine des fondations. On peut cependant citer d'autres domaines d'utilisation des micropieux, tout-à-fait différents, tels que :

- le confortement des pentes : amélioration de stabilité des pentes par clouage,
- le renforcement des sols dans lequel le micropieu est associé au sol pour donner un matériau composite.

V.2. TECHNOLOGIE - MISE EN OEUVRE

V.2.1. Définition des micropieux

Le document technique unifié (D.T.U. 13.2.) de Juin 1973 relatif aux travaux de fondations profondes définit deux types de micropieux :

➤ Le micropieu de type I

C'est un pieu foré tubé de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé ou non d'armatures et rempli d'un mortier au tube plongeur. Le tubage est ensuite obturé en tête et l'intérieur du tubage au-dessus du mortier mis sous pression. Le tubage est récupéré en maintenant la pression sur le mortier. Ce type de micropieux n'est pratiquement pas utilisé pour les ouvrages d'art.

Les "pieux racines" brevetés par FONDEDILE ont été les premiers micropieux de cette catégorie.

➤ Le micropieu de type II

C'est un pieu foré de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est le plus souvent un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. Les caractéristiques mécaniques de l'ancrage sont améliorées par l'injection sous pression d'un coulis de scellement.

Les pieux **IM** (brevet SOLETANCHE), les pilots composites (brevet SEFI), les pieux **TM** (brevet BACHY) font partie de cette catégorie.

Pour ce type de micropieux, la pression d'injection (et donc, en principe, la capacité portante obtenue) est généralement élevée (de l'ordre de la pression limite, en terrains meubles).

2.2 . Dénomination suivant le type d'armature employé

La classification ci-dessus peut être étendue en fonction du type d'armature mis en place ; on distingue ainsi :

✓ Le micropieu à tube

L'armature est constituée par un tube en acier de diamètre, d'épaisseur et de qualité variables suivant la valeur des charges à reprendre (le tube acier constituant ou non le tube d'injection sous pression dans le cas de micropieu de type II) (Fig. 1).

✓ Le micropieu à barres

L'armature est constituée par une ou plusieurs barres groupées, en acier H.A. pour béton armé ou en acier de précontrainte (barres DYWIDAG). Dans le cas de micropieu de type II, le tube d'injection sous pression est intégré au faisceau de barres (Fig. 2).

TYPE TUBE

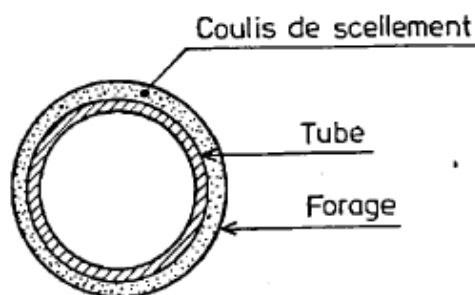


Figure 1 - Type "tube"

TYPE BARRE

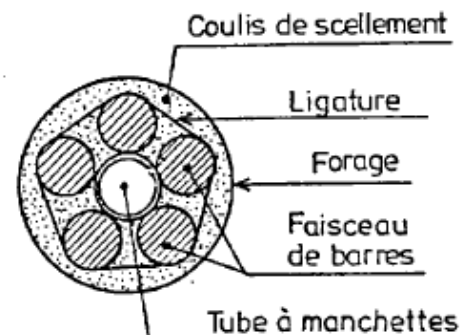


Figure 2 - Type "barres"

✓ Le micropieu à double armature

- A armature mixte : tube-barre, c'est le cas du pilot composite formé d'une barre centrale et d'un tube extérieur à manchettes.
- A tube avec adjonction d'un tube intérieur.

Les critères conduisant à choisir entre l'un ou l'autre de ces types sont d'ordres technique et économique. Les tubes épais qui offrent une inertie plus grande que les faisceaux de barres, conviennent mieux que ces derniers dans les terrains présentant des vides ou des sols de très mauvaise qualité pour lesquels il peut y avoir risque de flambement. Pour les ouvrages d'art, il est recommandé d'utiliser des tubes épais.

V.2.3. Mode de mise en place dans le terrain

Les principales phases de réalisation sont les suivantes :

2.3.1. Réalisation du forage

Le forage est généralement réalisé à l'abri d'un tubage ; il peut être vertical ou incliné et d'un diamètre le plus souvent compris entre 100 et 200 mm.

Le forage peut être exécuté :

- Au marteau fond de trou dans les terrains à forte proportion rocheuse et hors d'eau.
- Au tricône, à l'eau ou à la boue de forage, dans la majorité des cas. La boue bentonitique utilisée est parfois additionnée de ciment (100 à 300 kg/m³) pour limiter des pertes et pour assurer une préinjection du terrain encaissant (avec une simple pression gravitaire).

Le tubage quant à lui semble être systématiquement utilisé lors de la perforation en terrain meuble. Certaines entreprises préfèrent le tubage définitif au tubage provisoire dont le retrait peut être source d'ennuis. Signalons d'ailleurs qu'un tubage définitif entraînant l'outil de perforation permet d'assurer une vitesse de perforation importante et d'éviter une forte décompression du terrain.

On peut cependant remarquer qu'un micropieu peut parfois être mis en place directement par battage, dans des terrains meubles ne contenant pas d'obstacles durs.